

研究成果報告書

研究開発課題名	ため池の簡易耐震性能照査技術の開発
研究総括者	NTCコンサルタンツ株式会社 水土事業部 技術部 参事 立石 卓彦
研究開発組合	NTCコンサルタンツ株式会社 日本工営株式会社 内外エンジニアリング株式会社 株式会社三祐コンサルタンツ
試験研究機関	独立行政法人 農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所

1 事業の実施内容

1. 1 事業の背景及び目的

(1) 事業の背景

1) ため池の耐震設計に関する課題

2011 年の東日本太平洋沖地震は、複数の活断層の連動による長時間の震動を広域にもたらした。同様な地震動は東海・東南海・南海地震にも想定され、農村地域の基幹的な施設群の広域激甚災害に対する安全性を照査し、地域の減災を進めることが重要であると考えられる。特に、農業用のため池は農村地域に大きな影響をもたらす極めて重要な施設であるが、耐震設計が整備される以前に設計・築造されたものも多い。盛土やため池の貯水構造物は、日本海中部地震から 30 年間の 6 回の大規模地震でも甚大な損傷と被害が発生しており、これらの基幹的な水利施設の耐震性を確認し適切な対策を講じることが早急の課題となっている。

ため池の耐震設計では、震度法に基づく簡易な評価手法から堤体の破壊を考慮した弾塑性応答解析まで様々な手法が開発されているが、それらの適用限界や解析結果の定量的な評価を与える指標整備が十分でない。このことが、レベル 1 地震動やレベル 2 地震動に対するため池の具体的な耐震性評価の実施に大きな障害となっており、耐震対策の必要性とその効果について議論ができない主な原因となっている。

(2) 事業の目的

本研究開発事業では、老朽ため池の簡易な耐震性能照査技術の開発を目的として、老朽度に応じたため池の地震時挙動の解明や多様な堤体材料のため池の挙動特性を震動実験によって詳細に解明し、老朽ため池の標準的な地震時挙動を表すコントロールモデルを整備する。このコントロールモデルを検証対象として、準静的解析手法（震度法など）による照査技術の適用性の検証を進め、地震動の規模や堤体材料の特性を適切に反映することのできる技術として高度化を図る。また、実際のため池を対象とした適用性の検証を実施して、経済的で簡易に実施することのできる耐震性能照査技術を確立する。

1. 2 事業の内容及び実施方法

(1) ため池の簡易耐震性能照査技術の研究開発

①ため池の震動実験等によるコントロールモデルの構築

老朽ため池の地震時挙動を予測しその安全性を照査する場合に、第1に老朽度に応じた堤体の地震時の基本的な挙動を正確に整理し類型化することが重要である。堤体の安全性を考える上で最も重要な指標である、堤体の変形や亀裂の発生などの局所的な損傷と堤体全体の変形に注目した分析を実施することが課題となる。さらに、震動実験では堤体天端や内部の加速度応答と上記の指標との関連性を厳密に検証し、分析する必要がある。このため、堤体築堤直後の貯水前を基本モデルとして、満水時のモデルや水位急降下によって堤体中腹部に貯水位がある場合を比較検証モデルとする。堤体構造は、最も基本的な挙動を検証する事を目的として均一型堤体を基本モデルとする。その他、傾斜遮水層型や中心コア型の堤体なども検討対象として、解析検証用のコントロールモデルを確定し、それぞれのモデルの震動実験を実施する。実験の再現性やスケール効果についても検討することがデータの信頼性を保証するので、1 G場の震動実験や遠心場での震動実験を実施する。

②簡易耐震性能照査手法の開発等

フィルダム等の地震時挙動を予測する手法は、いくつかの動的応答解析手法が提案されている。堤体材料の特性を線型として地震時応答を求める手法や堤体材料の破壊を考慮した高度な応答解析などが、地震時挙動の解明に使用される場合がある。しかしながら、これらの高度な解析手法は、堤体諸元の詳細な情報が不可欠であり、多くの調査と土質試験を要求するため、膨大な数のため池の耐震性評価に適用するには、実施期間や経済性の観点から最も効果的な検証システムとは考えにくい。

一方で中小規模の既設ため池に限定しても、その老朽度に応じた耐震性能を照査する準静的な解析手法については、定量的な適用限界等が明確にされておらず、不用意にため池の耐震設計に用いられる場合がある。このため、本事業ではため池整備指針等に記載されている静的、準静的な解析手法の特徴を整理し、これまでの研究成果や解析事例をもとにその適用範囲などを概略分類する。さらに、その予測能力を定量的に明らかにするために比較対象となるコントロールモデルとの整合性についても検討する。

③コントロールモデルとの比較による簡易耐震性能照査手法の検証

老朽ため池の地震時挙動解析手法の予測能力を検証する。対象とする解析手法は静的及び準静的手法（ニューマーク法系）の他に大規模地震動に対応できる複数の動的応答解析手法（既往の解析コード）である。本研究では地震中の強度低下を考慮できる準静的な簡易耐震性能照査手法として、当初は鳥居・沖村・豊福ら（2005）により提案された、過剰間隙水圧の上昇と強度低下を考慮したニューマーク系手法を想定していた。しかし、この簡易法は宅地造成などへの適用にとどまり、堤体形状や水位条件等が異なる老朽ため池などの貯水施設への適用に対して不確定な要因が残っていた。そのような状況で事業を実施していく過程で、H23年3月11日の東北地方・太平洋沖地震で決壊した福島県藤沼ダム

の原因究明や新規ダムの耐震性能照査に適用され、妥当な成果を得ていたニューマーク D 法（詳細法：動的応答解析+強度低下を考慮した塑性すべり解析）の存在が明らかになった。

そこで、本研究においてもこのニューマーク D 法（詳細法）の採用に切り替え、この手法を基本とした簡易耐震性能照査手法、つまりニューマーク D 法（簡易法：動的応答解析が不要な準静的解析）の開発を目指すことになった。ただ、この簡易法の検証にはニューマーク D 法（詳細法）による検証が不可欠であり、さらに、堤体材料の強度低下パラメータを設定するために、非排水条件における「繰り返し載荷+単調載荷」試験を新たに実施する必要性が生じた。以上の経過により、H25 年度はニューマーク D 法（詳細法）による検証と「繰り返し載荷+単調載荷」試験を実施する方針となった。

一連の解析手法の検証では、震動実験や遠心場震動実験によって整備した老朽ため池の基本挙動を示すコントロールモデルを比較対象として、堤体材料の土質パラメータを用いた解析を実施して、解析結果と実験結果の精度や課題を整理する。比較検討するコントロールモデルは、最も基本となる築堤完了直後、すなわち不飽和状態の堤材をベースとして、満水状態や水位急降下時の状態を検証モデルとする。精度および有効性の検証には、堤体の変形挙動や加速度応答、間隙水圧応答などの複数の項目の挙動を総合的に比較することによって、解析手法に内在する課題や特徴を整理する。

④実ため池の地震時挙動と簡易耐震性能照査手法の検証

実際のため池で損傷した事例を収集整理し、簡易耐震性能照査手法を適用できる対象を抽出する。東北地方太平洋沖地震などで大きな被害を記録したため池等も検討対象として、地震記録や堤体材料の特性を収集する。抽出されたため池については、コントロールモデルで予測能力の検証を実施した簡易耐震性能照査手法を用いて、堤体の安全性や損傷規模を明らかにしその予測能力と課題を整理する。必要に応じて土質試験も実施して、必要なパラメータを準備する。

⑤多様な耐震性能照査手法の性能検証システムの確立

老朽ため池の老朽度に応じた地震時挙動は、明らかになっておらず全体の解析を実施してその結果から安全性に関する問題点を抽出し、詳細解析を追加して総合評価していた。本課題では、これらの検証スキームの効率化を図るために、老朽ため池の老朽度に応じた基本的な特徴を再現するコントロールモデルを構築し、次にこの高精度の震動実験によって得られたコントロールモデルを比較対象として、耐震性能照査手法の予測能力の検証と有効性などの特性を明らかにする「照査検証システム」の手順を確立する。このことによって、老朽ため池の地震時挙動の基本的な挙動を具体的な実験結果を元に確認することができ、その結果得られる状況に応じたウィークポイントに注目した耐震性能照査を実施することで、迅速・簡易にかつ統一的で整合性が取れた耐震性能評価が可能となる。

(2) 実証試験

本研究では実証試験の実施はなし。

[実証試験を実施しなかった理由]

候補に予定していた損傷ため池では、管轄の自治体において復旧が最優先されたため、一定期間、被災状態を維持して詳細な調査、試験を実施することは困難であった。

また、災害査定時の調査結果を収集、整理した結果、堤体材料及び基礎地盤の基本的な物理特性、力学特性は明らかとなっており、本研究で行う簡易耐震性能照査手法による検証に十分なデータは得られていることが明らかとなった。

(3) 機能監視

本研究では機能監視の実施はなし。

1. 3 事業着手時に想定した技術的問題点への対応

技術的問題点	対応
老朽ため池の耐震性能評価手法の適用性を定量的に検証するためには、その比較対象となる信頼性の高いため池モデルの震動実験結果を整備することが重要	左記の問題点に対し、以下の2種類の震動実験を実施し、ため池の耐震解析手法の適用性検証のためのコントロールモデルを構築。 ①1G 場実験 実物より小型であるが堤体全体の挙動の詳細を計測できる ②60G 場（遠心場）模型実験 60G 場（遠心場）により実物に近い寸法の再現が可能
老朽ため池の地震時挙動と安全性を照査するための耐震診断技術の適用性を検証して、合理的で正確な評価と診断のためのシステムを構築することが重要	既往の動的解析手法に加え、ため池の地震時挙動の特徴である地震動による強度低下を考慮できる新しい準静的解析手法を用いて、コントロールモデルの条件を模擬した解析を行い、その適用性について比較検討。 その結果をもとに、合理的で正確な評価と診断のための考え方とフロー（システム）を構築。

1. 4 事業の実施体制

(1) 研究開発組合内の役割分担

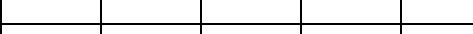
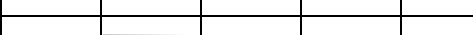
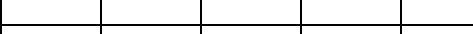
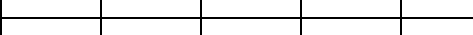
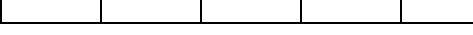
研究項目		開 発 研 究 組 合			
		NTC コ ンサル タンツ (株)	内 外 エ ン ジ ニ ア リ ン グ(株)	日 本 工 営(株)	(株)三祐 コ ン サ ル タ ン ツ
経費分担 (%)		2 5	2 5	2 5	2 5
①ため池の震動 実験等によるコ ントロールモデ ルの構築	1.ため池の特徴的条件の整理（貯 水状態、基礎など）	○	○	○	◎
	2.地震時挙動から見たため池の 堤体構造の分類	○	○	◎	○
	3.コントロールモデルの震動実 験(1G 場震動実験、遠心場震動実 験)	○	○	◎	○
②簡易耐震性能 照査手法の開 発等	1.塑性すべりに対する準静的解 析手法（主）	◎	○	○	○
	2.揺すり込み沈下計算手法の検 討（副）				
③コントロール モデルとの比較 による簡易耐震 性能照査手法の 検証	1.コントロールモデルの挙動分 析と整理	○	○	○	○
	2.簡易耐震性能照査手法による 挙動予測とその評価 ・準静的解析手法（ニューマーク D 法（簡易法）） ・複数の動的応答解析手法（ニュー マーク D 法（詳細法）を含む）	◎	◎	○	○
	3.照査手法の感度・予測能力、信 頼性の検証と確認	◎	○	○	○
④実ため池の地 震時挙動と簡易 耐震性能照査手 法の検証	1.実ため池の地震時挙動の分析 と整理（代表的ため池の抽出）	○	○	○	○
	2.簡易耐震性能照査手法による 地震時挙動予測とその評価	○	○	○	◎
⑤多様な耐震性 能照査手法の性 能検証システム の確立	1.想定地震動に応じたコントロ ールモデルの提示	○	◎	○	○
	2.実ため池の状況に応じた検証 モデル（コントロールモデル） の選択	◎	○	○	○

(2) 試験研究機関と研究開発組合の役割分担

研究項目		農 村 工 学 研 究 所	開 発 研 究 組 合			
			NTC コ ンサル タンツ (株)	内 外 エ ン ジ ニ ア リ ン グ (株)	日 本 工 営 (株)	(株) 三 祐 コ ン サル タ ン ツ
経費分担 (%)			25	25	25	25
①ため池の震 動実験等によるコント ロールモデルの構築	1.ため池の特徴的条件の整理(貯 水状態、基礎など)	○	○	○	○	◎
	2.地震時挙動から見たため池の 堤体構造の分類	○	○	○	◎	○
	3.コントロールモデルの震動実 験(1G 場震動実験、遠心場震動実 験)	◎	○	○	◎	○
②簡易耐震性 能照査手法 の開発等	1.塑性すべりに対する準静的解 析手法(主)	◎	○	○	○	○
	2.揺すり込み沈下計算手法の検 討(副)					
③コントロール モデルと の比較による簡易耐震 性能照査手 法の検証	1.コントロールモデルの挙動分 析と整理	◎	○	○	○	○
	2.簡易耐震性能照査手法による 挙動予測とその評価 ・準静的解析手法(ニューマー ク D 法(簡易法)) ・複数の動的応答解析手法(ニ ューマーク D 法(詳細法)を 含む)	○	◎	◎	○	○
	3.照査手法の感度・予測能力、信 頼性の検証と確認	○	◎	○	○	○
④実ため池の 地震時挙動 と簡易耐震 性能照査手 法の検証	1.実ため池の地震時挙動の分析 と整理(代表的ため池の抽出)	◎	○	○	○	○
	2.簡易耐震性能照査手法による 地震時挙動予測とその評価	○	○	○	○	◎
⑤多様な耐震 性能照査手 法の性能検 証システム の確立	1.想定地震動に応じたコントロ ールモデルの提示	◎	○	◎	○	○
	2.実ため池の状況に応じた検証 モデル(コントロールモデル) の選択	◎	◎	○	○	○

1. 5 事業の年度計画と実績

表-1 本事業における年度計画

研究項目	研究内容	平成 24 年度		平成 25 年度		平成 26 年度	
		上期	下期	上期	下期	上期	下期
①ため池の震動実験等によるコントロールモデルの構築	1.ため池の特徴的条件の整理（貯水状態、基礎など） 2.地震時挙動から見たため池の堤体構造の分類 3.コントロールモデルの震動実験（繰り返し載荷＋単調載荷試験、1G 場震動実験、遠心場震動実験）（（1G 場震動実験、遠心場震動実験））		                                                    				
②簡易耐震性能照査手法の開発等	1.塑性すべりに対する準静的解析手法（主） 2.揺すり込み沈下計算手法の検討（副）		                                       				
③コントロールモデルとの比較による簡易耐震性能照査手法の検証	1.コントロールモデルの挙動分析と整理 2.簡易耐震性能照査手法による挙動予測とその評価 ・準静的解析手法（ニューマーク D 法（簡易法）） ・複数の動的応答解析手法（ニューマーク D 法（詳細法）を含む） 3.照査手法の感度・予測能力、信頼性の検証と確認		                                  				
④実ため池の地震時挙動と簡易耐震性能照査手法の検証	1.実ため池の地震時挙動の分析と整理 2.簡易耐震性能照査手法による地震時挙動予測とその評価		                   				
⑤多様な耐震性能照査手法の性能検証システムの確立	1.想定地震動に応じたコントロールモデルの提示 2.実ため池の状況に応じた検証モデル（コントロールモデル）の選択		              				

注)  は計画、 は実績。

1. 6 研究開発の概要、結果、課題等

1. 6. 1 ①ため池の震動実験等によるコントロールモデルの構築

1. 6. 1. 1 ため池の特徴的条件の整理（貯水状態、基礎など）

日本におけるため池の状況と特徴的条件について、下記の文献をもとに整理した。

・谷茂、堀俊和：日本におけるため池を含めた農業用フィルダムの地震災害に関する研究、農工報、37、pp.51-902.

・内田和子：日本のため池 防災と環境保全、海青社、2003.

1) 形式

ため池の諸元型式ではアースフィルダムが最も多い（ため池地区数で全体の 76%）。

2) 築造年代

ため池の築造年代はため池地区総数の 45%が不明であるが、残り分で見ると、近世以前（ため池地区数：26%）と明治期（ため池地区数：15%、実受益面積：9 %）が多い。昭和 40 年代のものは地区数では少数ながら、受益面積では最大であって（ため池地区数：2%、実受益面積：26%）、近年のため池の大規模化が推測される。

3) 堤高

堤高の区分では、5～10m のものがため池地区数でも受益面積でも最も多く、ため池地区数では 5m 未満の 41%が、受益面積では 30m 以上の 28%がそれに次いでいる。

4) 有効貯水量

有効貯水量に関しては、ため池地区数では 5 千 m³ 未満が 39%と最も多く、1 万 m³ 未満を含めると全体の 59%に該当する。しかし、実受益面積では 10～100m³ が 21%と最大であるように、比較的大規模なため池の果たす役割が大きい。

5) 地質

兵庫県における主要ため池が立地する地点の地質を分類すると、沖積層が全体の 46%と最も多く、後述するように、兵庫県南部地震における被害件数も最も多い。

1. 6. 1. 2 地震時挙動から見たため池の堤体構造の分類

以下の文献をもとに、ため池の堤体構造または各種要因と地震挙動（被害）の関係について整理し、とりまとめた（表-1.6.1.2.1）。

- ・谷茂、堀俊和：日本におけるため池を含めた農業用フィルダムの地震災害に関する研究、農工報、37、pp.51-902.1998.

表-1.6.1.2.1 ため池の堤体構造（要因）と被害の関係 上記文献より

堤体構造/要因	整理、分析結果
■堤高	[十勝沖、宮城沖、日本海中部、男鹿、新潟地震] ・全体的にみて堤高 30m 以下は、おおむね堤高が大きくなるにつれて、被害率も大きい関係がある。堤高が 30m を超えると被害は発生していない。 ・決壊は 5～10m のものが大部分。10m 以上で決壊したのは十勝地震時の早掛ダム（堤高 12.0m）。
■堤頂長 ■形状係数 （堤頂長/堤高）	[十勝沖、日本海中部地震] ・堤頂長と被害の関係は特に見られない。 ・形状係数が 5 を超えると、被害率はほぼ同じになるのに対し、5 以下では被害率は小さくなり、特に 2.5 以下では被害は発生していない。（アバットメントの拘束効果と考えられる。）
■堤体土	[日本海中部地震] ・被害数では粘性土、砂礫質粘土が約 80%と砂質土に比べて多い。 ・全ため池に対する被害率は、<u>砂質土が約 20%となり</u>、粘性土、砂礫質粘土に比べ倍近い値を示す。 ・被害ため池は粗粒土の多い傾向があり、特に被害の大きかったため池は大部分が粗粒土に入る。 ・平均粒径（D50）が、液状化の可能性のある D50 の範囲（$0.02 \leq D50 \leq 2\text{mm}$）にあると、被害の割合が大きい。
■築造年代	[日本海中部地震] ・築造後 10 年位までのものの被害率が大きい。このうち、過去 3 年以内に築造されたものの被害率が特に高い。（築造後の自然圧密による堤体の安定性の向上が考えられる） [男鹿、新潟、十勝沖、宮城県沖地震] ・上記と同様、築造後 10 年位までのものの被害率が大きい。 *なお、築造年代が新しくて被害を受けたのは、設計基準が適用されていない、小規模なため池に限られている
■貯水率	[日本海中部地震] [男鹿、新潟、宮城県沖、日本海中部地震] ・地震時の水位と被害率の関係は地震によって傾向が異なり、一定の傾向はみられない。 ・日本海中部地震の決壊事例 10 箇所についてだけ見ると、その 70%のため池の貯水率が 0.75 以上であり、<u>貯水率の高いものが大きな被害に結びつきやすい</u>。
■その他	[日本海中部地震] ・過去のグラウトによる改修を行ったため池で、グラウトした近傍にクラックが発生

1. 6. 1. 3 コントロールモデルの震動実験

I 震動実験（1G 震動台実験および 60G 場（遠心場）実験）の全体計画

上記に示した既往実験条件を踏まえた、本研究における震動実験の計画を以下に示す。

（1）基本方針

- 以下の 2 種類の震動実験を実施し、ため池の耐震解析手法の適用性検証のためのコントロールモデルを構築。

①1G 場実験

実物より小型であるが堤体全体の挙動の詳細を計測できる

②60G 場（遠心場）模型実験

60G 場（遠心場）により実物に近い寸法の再現が可能

- 模型の構造は、堤体の最も基本的な挙動を均一型堤体を対象とし、築堤直後の貯水前及び満水位時を想定した基本モデルを構築。なお、ゾーン型の模型については、遮水ゾーンとランダムゾーンの材料特性の組合せケースが膨大であり、限られたケースで一般的な条件を設定することが難しいこと、また、模型の構造が複雑となり、貯水条件における精度確保が難しいことから、本研究の実施対象外とした。
- 模型作成の材料は、亀裂の発生、スベリ面の観察に対し、また、模型作成においても、水分管理、含水比や密度の均一化に対し、細粒分を含まず、粒径が均一な砂（けい砂）を対象とした。また、前述のように、堤体土の被害率は、砂質土で多いことから、砂による模型の挙動を明らかにすることが適切と考えた。
- 水位条件として、貯水前(非湛水)と満水時（湛水）の 2 ケースを想定した。
- 東北地方太平洋沖地震で決壊したため池においては、その決壊要因として、締固めの不足したゆるい堤体材料が、長時間の地震動を受け、強度低下を起こしたことが挙げられている。そのため、本研究では、堤体材料の密度の違いによる挙動に着目することとし、密度の異なる 2 種類のケース（揺る詰め、密詰め）を設定し、実験を行った。
- 以上より、実験ケースとして、以下の 6 ケースを設定した。

表-1. 6. 1. 3. 1 震動実験のケース一覧

1G場	実物より小型だが、多数の計器によるダム全体の詳細な挙動の計測	
ケース名		
1G-01-D-L	非湛水	ゆる詰め
1G-02-S-L	湛水	

60G場（遠心場）	実物のダムに近い寸法（拘束場）の挙動を計測	
ケース名		
60G-01-D-L	非湛水	ゆる詰め
60G-02-D-D		密詰め
60G-03-S-L	湛水	ゆる詰め
60G-04-S-D		密詰め

(2) 各実験の詳細

① 1G 場実験：

- ・ 実物より小型であるがダム全体の詳細を計測できるメリットがあるため、数値解析の妥当性を検討するための基本実験とする。
- ・ 計測センサーは加速度計、間隙水圧計を用い、ダム高さ方向に複数の計器を配置し、応答加速度や発生過剰間隙水圧等を計測する。
- ・ 震動によるダムの全体変形を画像解析により計測するために、ダム断面に全体変形を観察できるようなアクリル板等を用いた土槽を用いる。

② 60G 場（遠心場）模型実験：

- ・ 60G 場（遠心場）場での実験は実物のダムに近い寸法の再現が可能であるため、実物の破壊・変形挙動を把握することにより、数値解析の精度を向上させることを目的とする。
- ・ 60G 場（遠心場）模型実験の計測項目は加速度計、間隙水圧計、ダム全体の変形挙動（画像解析）等とする。
- ・ 入力加振レベルはレベル 1 地震とレベル 2 地震相当の加速度とする。

II. 1G 場震動実験

(1) 基本方針

震動実験は、耐震性能照査手法が有すべき老朽ため池の特徴的な挙動を再現するもので、ため池の動的挙動照査手法の検証用のコントロールモデルとして活用する。

実験結果より、堤体の安全性を考える上で最も重要な指標である、堤体の変形や亀裂の発生などの局所的な損傷と堤体全体の変形と、堤体天端や内部の加速度応答との関連性を厳密に検証し、分析する必要がある。このため、堤体構造は、最も基本的な挙動を検証する事を目的として、均一型堤体の貯水前及び貯水後を基本モデルとする（それぞれ Case1G-01-D-L、Case1G-02-S-L）。

実験仕様、模型概要及び計器の配置図を図-1.6.1.4.1 に示す。

(2) Case1G-01-D-L の概要

＜実験仕様＞【Case1G-01-D-L Dr=65.2%】 2013/10/29 実施

60G 場（遠心場）加速度：1G 入力加振：50gal, 100gal, 300gal, 500gal, 600gal

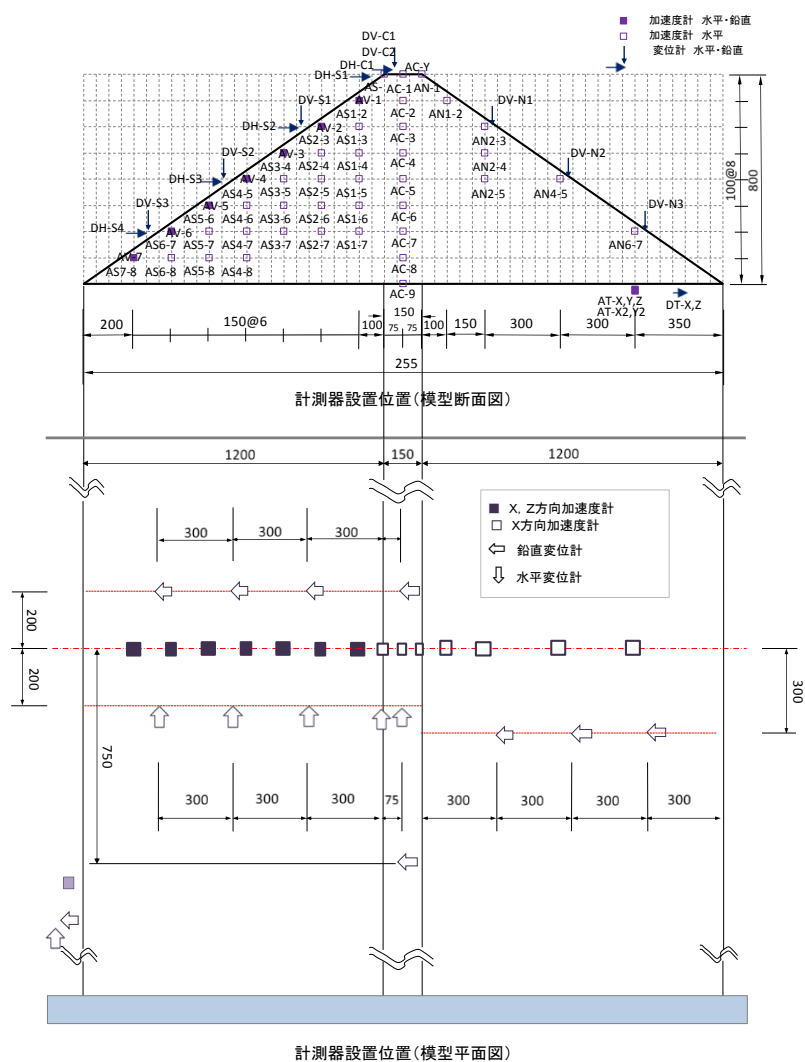


図-1.6.1.4.1 模型概要と計器の配置

<入力地震波>

入力波は、図-1.6.1.4.2 に示すような、10Hz の正弦波である。入力波の目標最大加速度を 50, 100, 300, 500, 600(cm/s²) の 5 種類に設定し、スベリの発生が目視で確認されるまで、入力波を順次大きくして加振した。

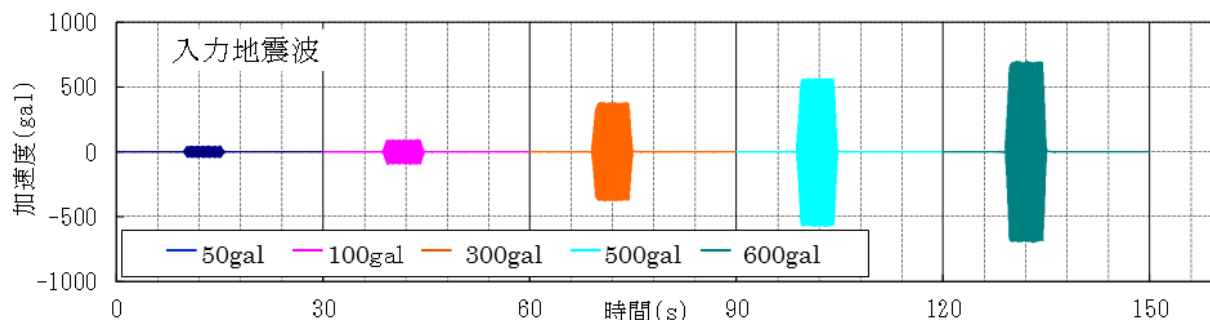


图-1.6.1.4.2 入力地震波

<実験結果>

実験終了後の状況と断面のスケッチ及び累積変位量を写真-4.1.4.1 及び図-1.6.1.4.3 から図-1.6.1.4.5 に示す。



写真-4.1.4.1 開削断面 (ガラス面からの距離：2800mm)

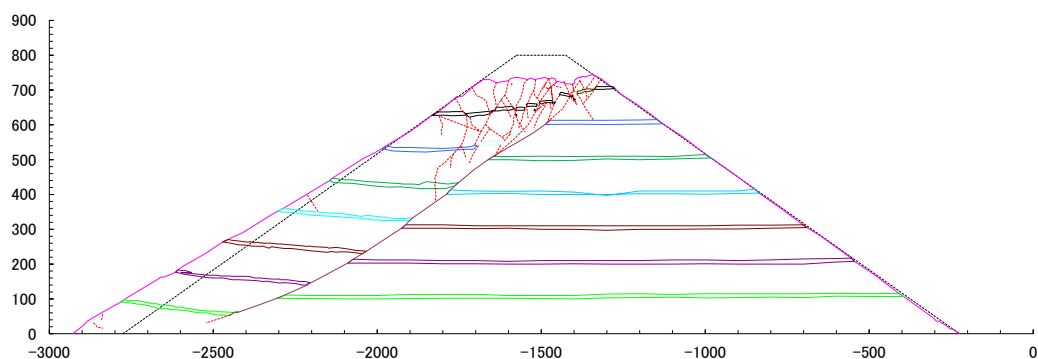


図-1.6.1.4.3 開削断面のスケッチ (ガラス面からの距離：2800mm)

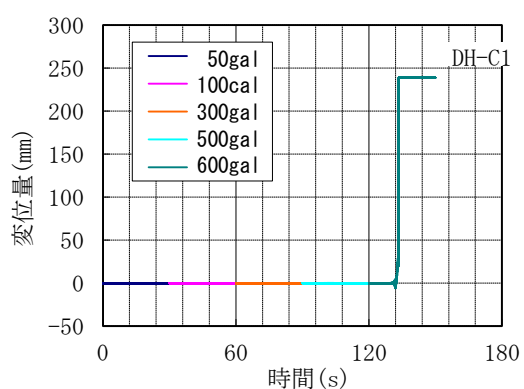


図-1.6.1.4.4 天端の累積水平変位量

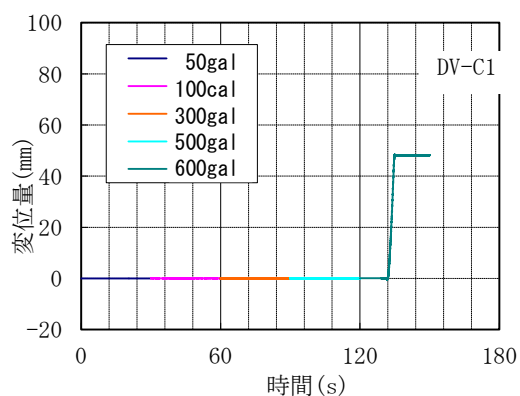


図-1.6.1.4.5 天端の累積鉛直変位量

(3) Case1G-02-S-L の概要

1) 実験仕様

【Case1G-02-S-L 緩詰め、Dr=65.2%】 2014/9/12 実施

- 60G 場（遠心場）加速度：1G
- 入力加振：300gal
- 入力周波数：正弦波、10Hz、5 秒間（+前後のテーパ波 5 サイクル）

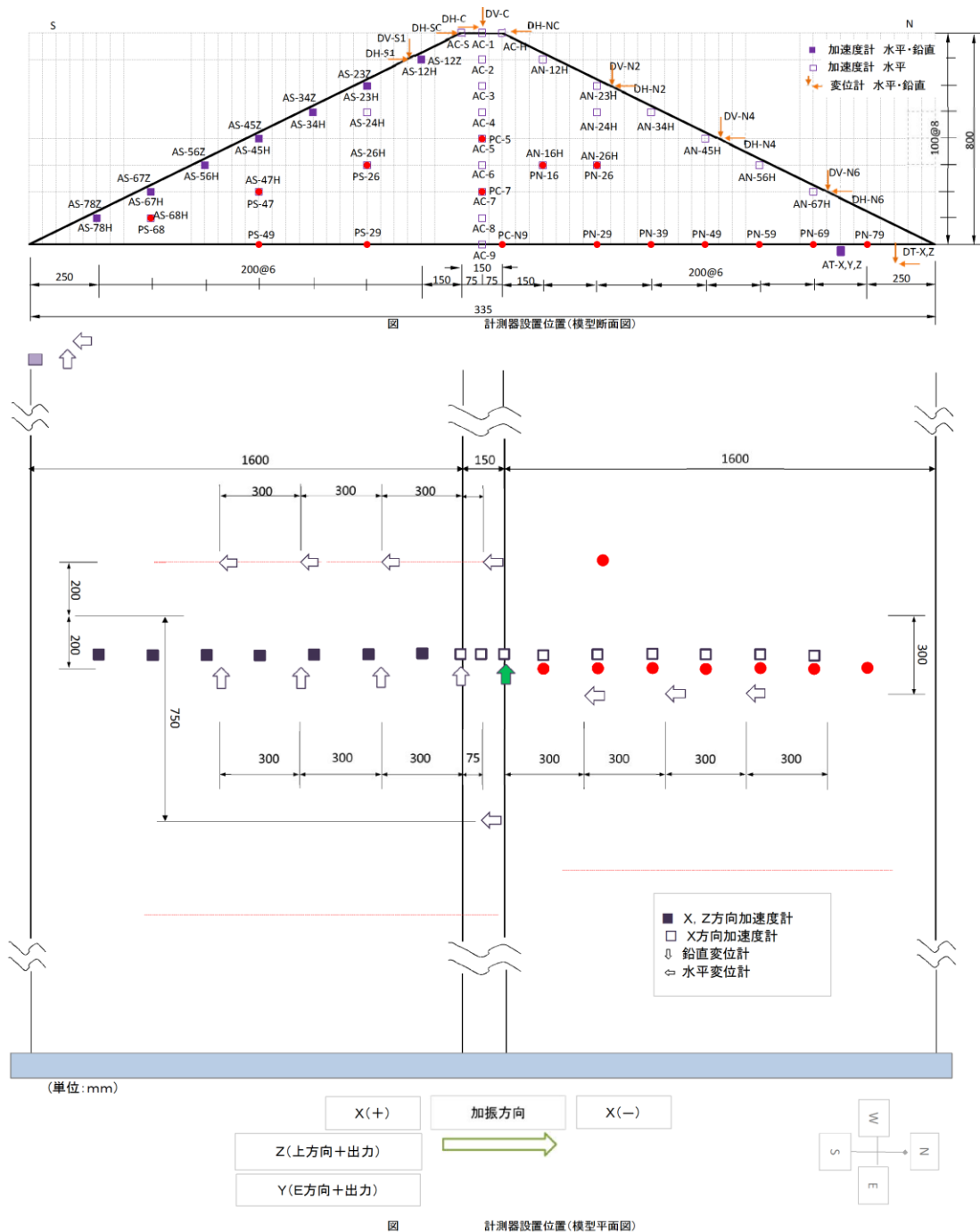
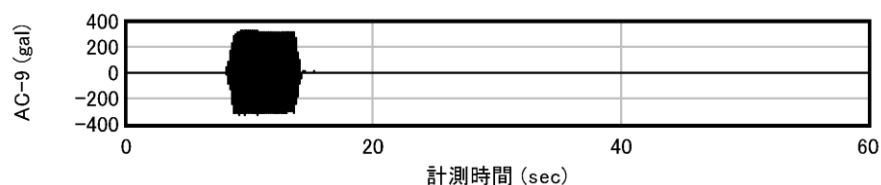


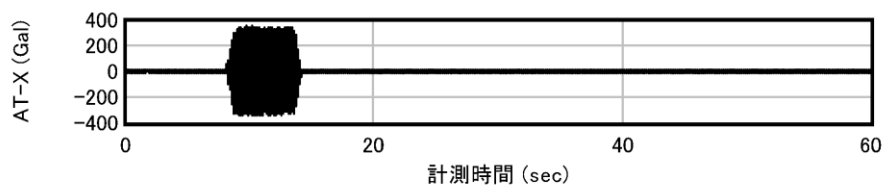
図-1.6.1.4.6 Case1G-02-S-L の模型概要と計器の配置

300gal 加振

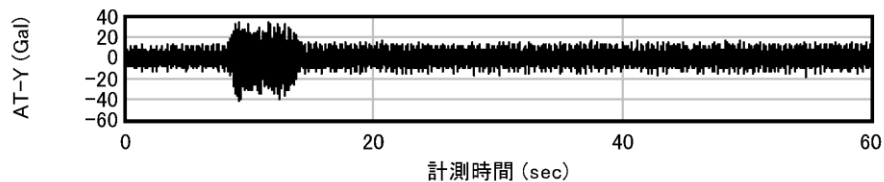


名前 :AC-9
 最大値:331.11
 最小値:-324.79
 平均値:0.73
 単位 :gal

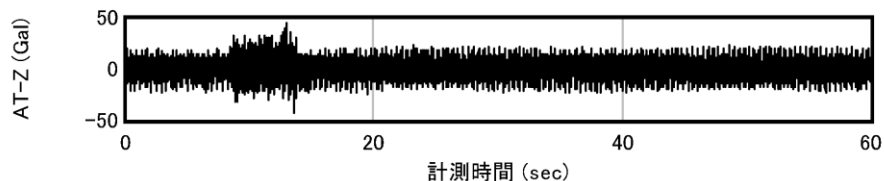
図-1.6.1.4.8 300gal 時の基盤の応答加速度【AC-9】



名前 :AT-X
 最大値:353.72
 最小値:-347.13
 平均値:-0.22
 単位 :Gal

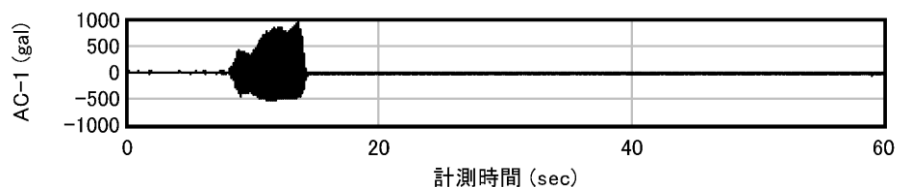


名前 :AT-Y
 最大値:34.19
 最小値:-42.74
 平均値:-0.06
 単位 :Gal

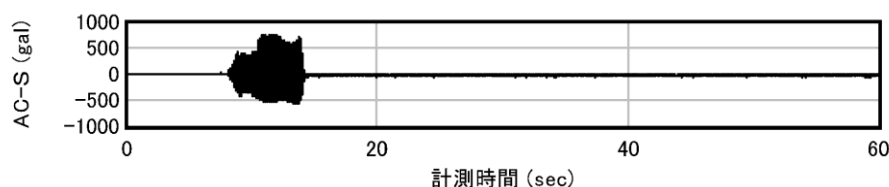


名前 :AT-Z
 最大値:44.94
 最小値:-42.80
 平均値:-0.02
 単位 :Gal

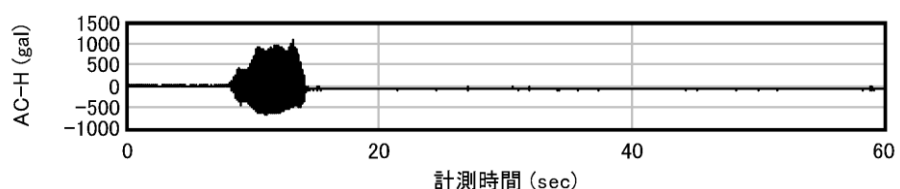
図-1.6.1.4.9 300gal 時の加振台の応答加速度【AT-X, Y, Z】



名前 :AC-1
 最大値:960.36
 最小値:-543.60
 平均値:-18.45
 単位 :gal



名前 :AC-S
 最大値:764.33
 最小値:-581.84
 平均値:-21.85
 単位 :gal



名前 :AC-H
 最大値:1078.73
 最小値:-670.09
 平均値:-52.10
 単位 :gal

図-1.6.1.4.10 300gal 時の天端の応答加速度【AC-1, AC-S, AC-H】

b. Case1G-02-S-L の相対変位

図-1.6.1.4.14～図-1.6.1.4.16 に変位を示す。

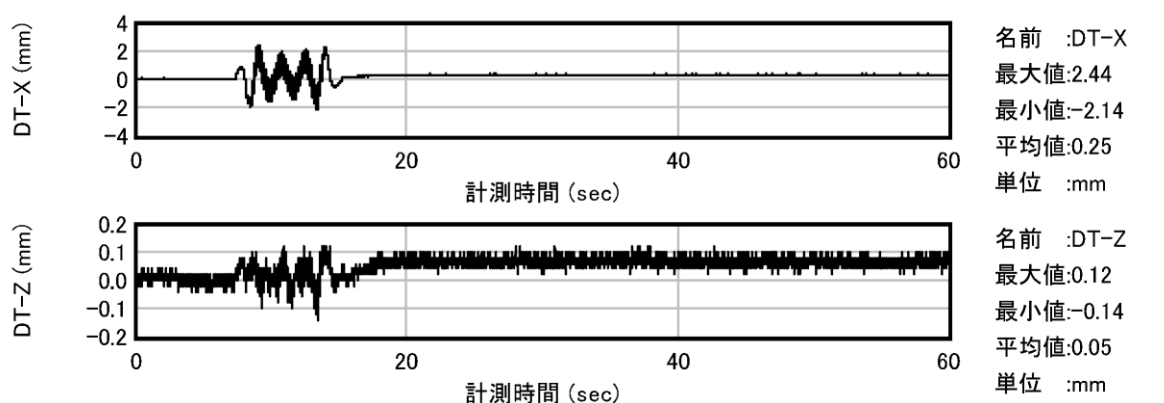


図-1.6.1.4.14 300gal 時の加振台の変位【DT-X, DT-Z】

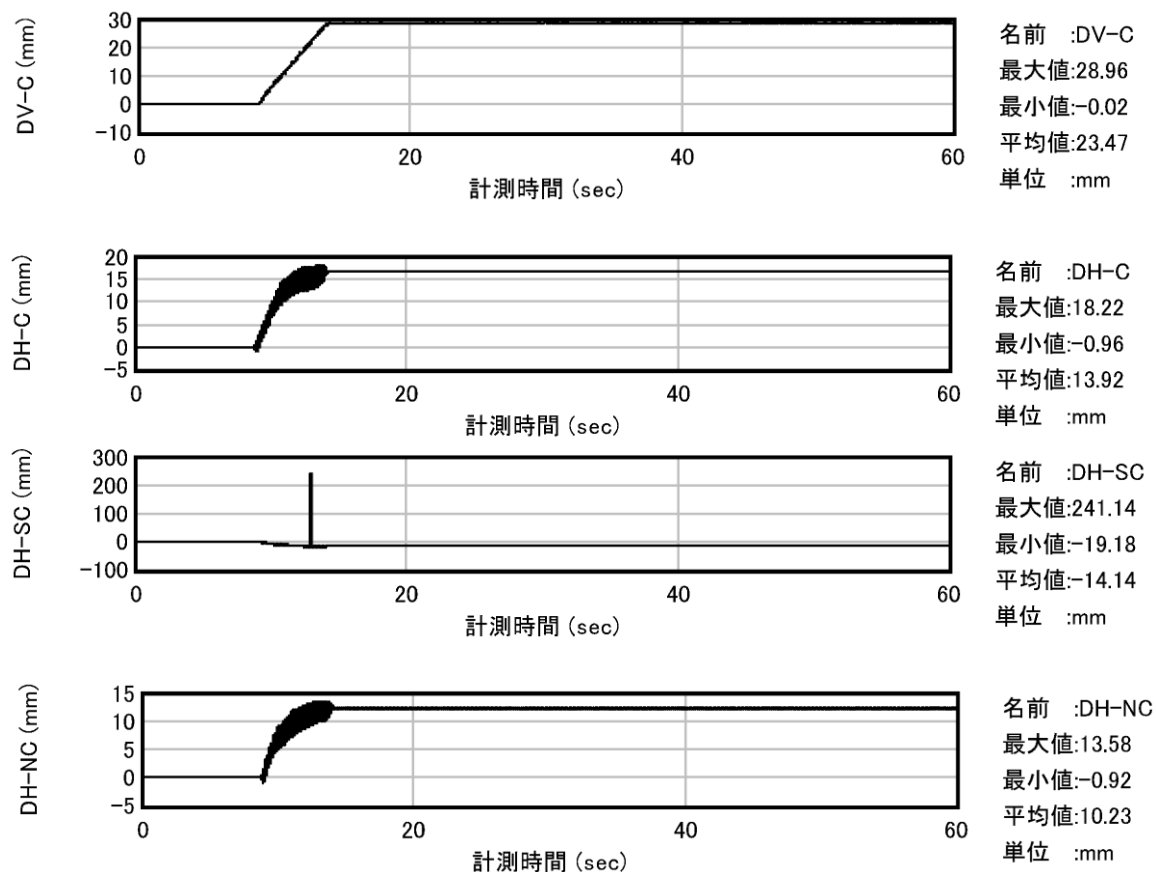


図-1.6.1.4.15 300gal 時の天端の変位【DV-C, DH-C, DH-SC, DH-NC】

Ⅲ. 60G 場（遠心場）震動実験

(1) 実験概要

60G 場（遠心場）模型実験は表-1.6.1.5.1 に示す 4 ケースの加振実験を実施した。模型実験の概要は図-1.6.1.5.1 に示す。実験は 60G 場（遠心場）加速度場 60G 場(1/60 モデル) で実施し、主な実験仕様は表-1.6.1.5.1 に示す通りである。

表-1.6.1.5.1 実験仕様

実験ケース	模型地盤条件	基盤の入力加速度	入力周波数
60G-01-D-L	Dr=65.2%、緩詰、 非湛水	100gal、200gal、300gal、 400gal、500gal、600gal	正弦波、1.5Hz、20 波
60G-02-D-D	Dr=95%、密詰、 非湛水	100gal、200gal、300gal、 400gal、500gal、600gal	正弦波、1.5Hz、20 波
60G-03-S-L	Dr=65.2%、緩詰、 湛水	300gal、400gal、500gal	正弦波、1.5Hz、20 波
60G-04-S-D	Dr=95%、密詰、 湛水	300gal、400gal、500gal	正弦波、1.5Hz、20 波

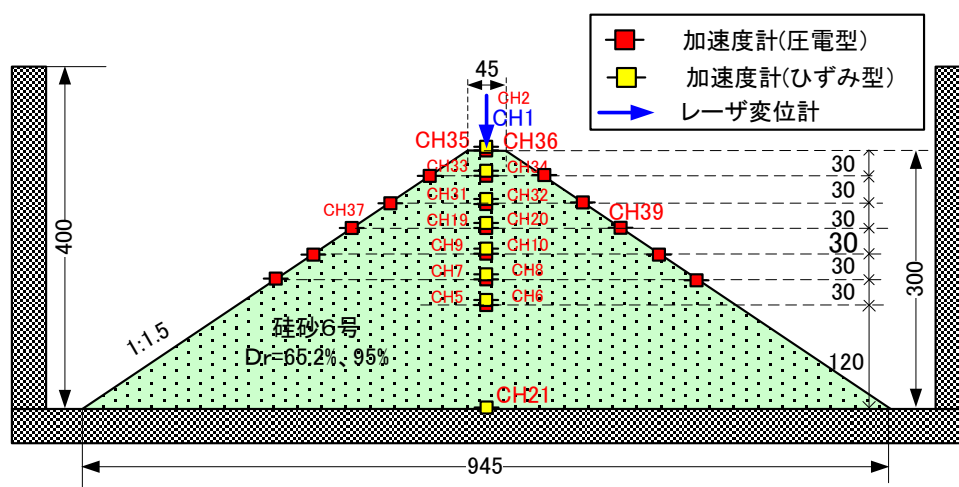


図-1.6.1.5.1 60G 場（遠心場）模型実験概要図（1/60 モデル） 単位:mm
(非湛水、ケース 60G-01-D-L とケース 60G-02-D-D)

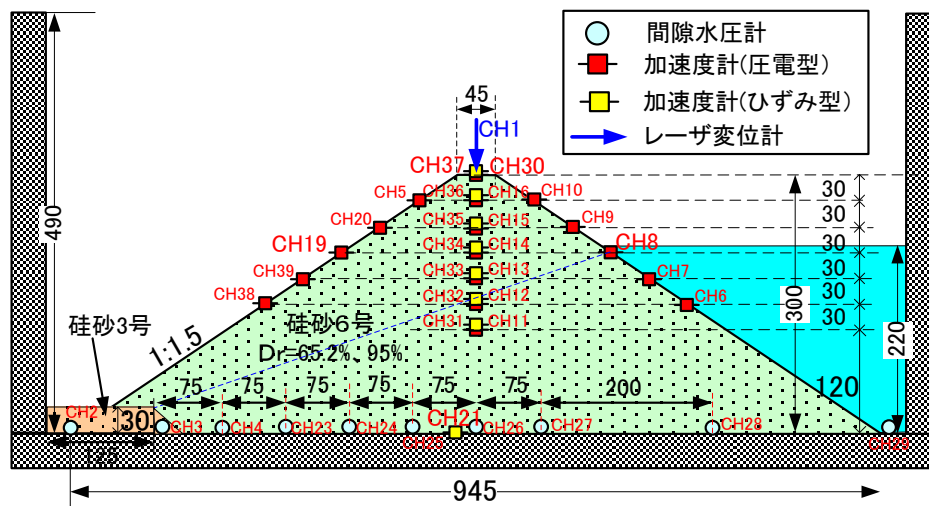


図-1.6.1.5.2 60G 場（遠心場）模型実験概要図（1/60 モデル） 単位:mm
(湛水、ケース 60G-03-S-L とケース 60G-04-S-D)

2) 実験結果

写真-4.1.5.1~4.1.5.4 に非湛水のケース(ケース 60G-01-D-L)と湛水のケース(ケース 60G-03-S-L)の実験より撮影された加振前後の様子である。



写真-4.1.5.1 ケース 60G-01-D-L 加振前の様子

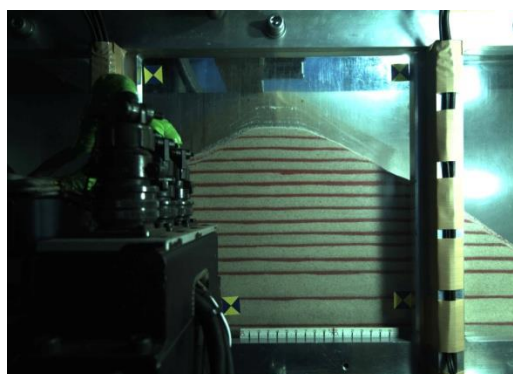


写真-4.1.5.2 ケース 60G-01-D-L 加振後の様子

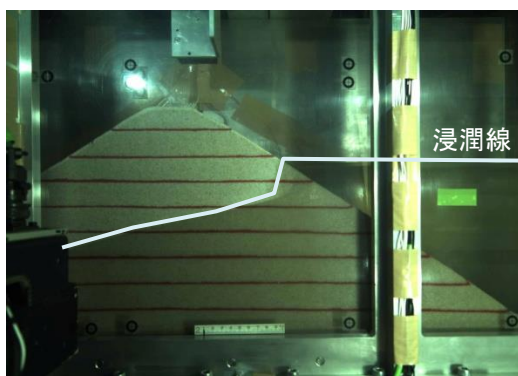


写真-4.1.5.3 ケース 60G-03-S-L 加振前の様子

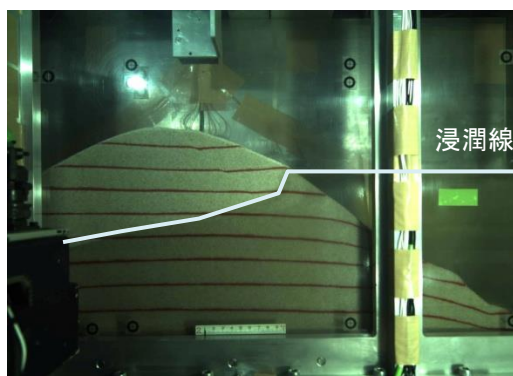


写真-4.1.5.4 ケース 60G-03-S-L 加振後の様子

図-1.6.1.5.3 にケース 60G-03-S-L とケース 60G-04-S-D の湛水実験から計測した水位とダム内の浸潤線を示す。両ケースともほぼ同じ水位と浸潤線を制御していることが分かる。

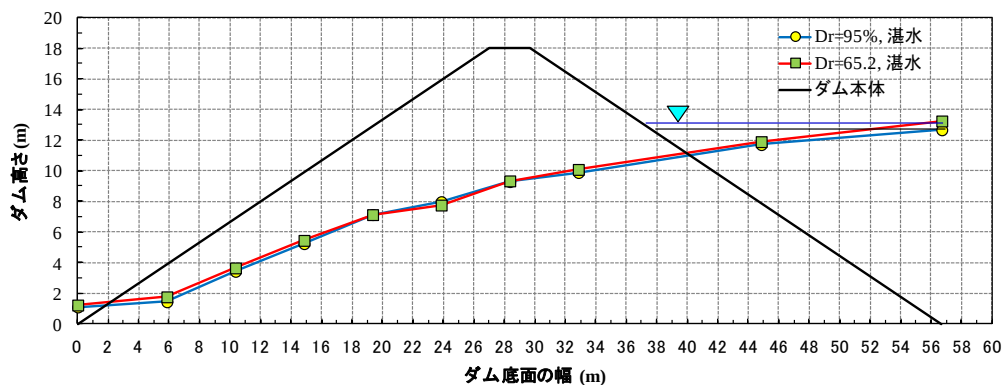


図-1.6.1.5.3 湛水のケースの水位と浸潤線（水位：13.2m）

図-1.6.1.5.4 にケース 60G-01-D-L とケース 60G-02-D-D における基盤の応答加速度と経過時間の関係を示す。100gal～600gal の目標入力加速度に対して、ほぼ同程度の応答加速度が出力されている。図-1.6.1.5.5 にケース 60G-01-D-L とケース 60G-02-D-D のダム天端の応答加速度の比較を示す。ダム天端の応答加速度では相対密度の大きいケース 2 の方が大きい傾向を示した。

図-1.6.1.5.6 はケース 60G-01-D-L とケース 60G-02-D-D の加振時に発生したダム天端の累積沈下量と経過時間の関係の比較である。密度の小さいケース 60G-01-D-L の方が加振によって生じた天端の沈下量が大きくなっている。

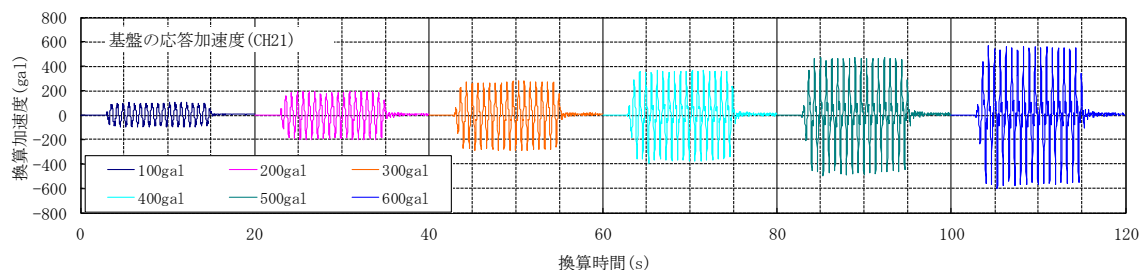


図-1.6.1.5.4 基盤の応答加速度(ケース 60G-01-D-L とケース 60G-02-D-D)

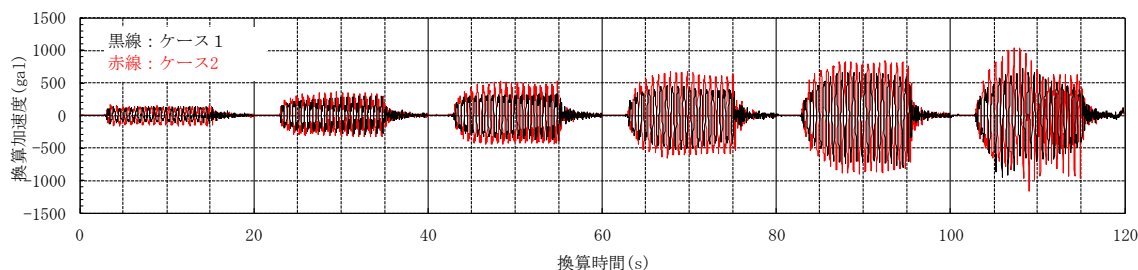


図-1.6.1.5.5 ダム天端の応答加速度(ケース 60G-01-D-L とケース 60G-02-D-D)

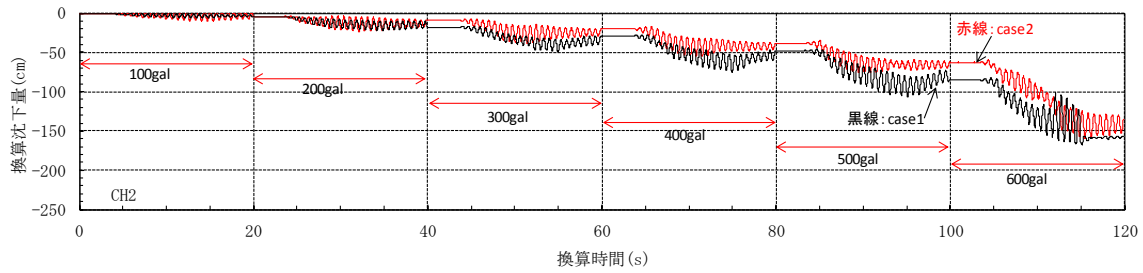


図-1.6.1.5.6 天端の累積沈下量（ケース 60G-01-D-L とケース 60G-02-D-D）

図-1.6.1.5.7 に湛水実験ケース（ケース 60G-03-S-L、ケース 60G-04-S-D）の基盤の応答加速度を示す。図-1.6.1.5.8 と図-1.6.1.5.9 はそれぞれダム天端の応答加速度と累積沈下量を示す。ダム堤体の密度大小による応答加速度と累積沈下量の比較は、非湛水ケース（ケース 60G-01-D-L とケース 60G-02-D-D）の結果と同じ傾向を示した。

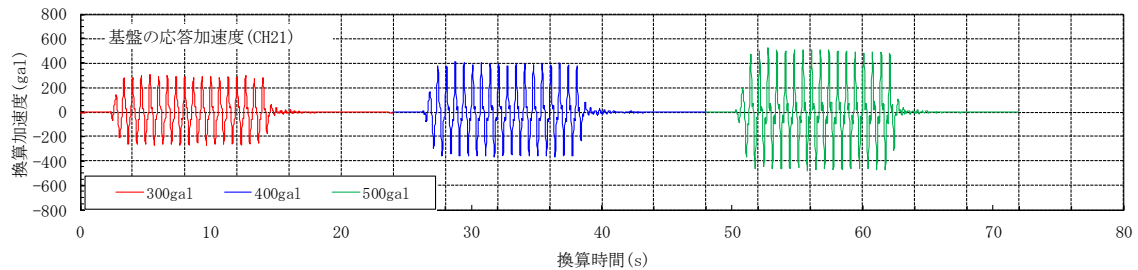


図-1.6.1.5.7 基盤の応答加速度（ケース 60G-03-S-L とケース 60G-04-S-D）

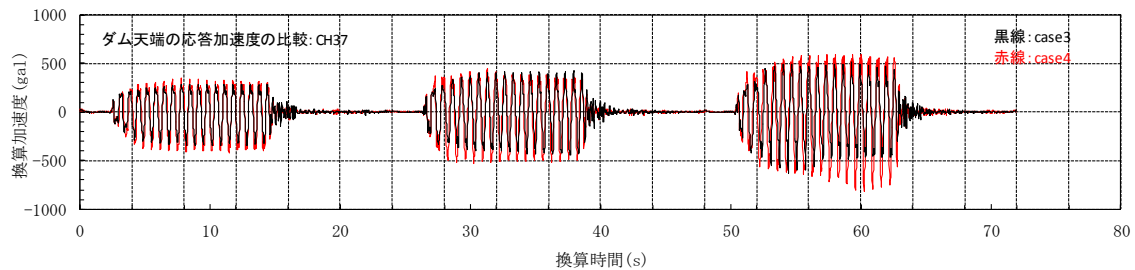


図-1.6.1.5.8 ダム天端の応答加速度（ケース 60G-03-S-L とケース 60G-04-S-D）

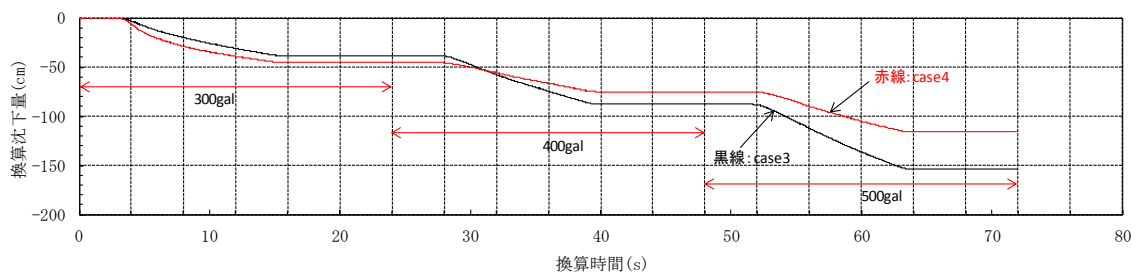


図-1.6.1.5.9 天端の累積沈下量（ケース 60G-03-S-L とケース 60G-04-S-D）

図-1.6.1.5.10 と図-1.6.1.5.11 はそれぞれ非湛水および湛水の加振実験から得られた最終沈下量（累積）と基盤の応答加速度の関係を整理したものである。非湛水、湛水の両方とも相対密度の小さいケースの最終沈下量が大きくなる傾向を示した。

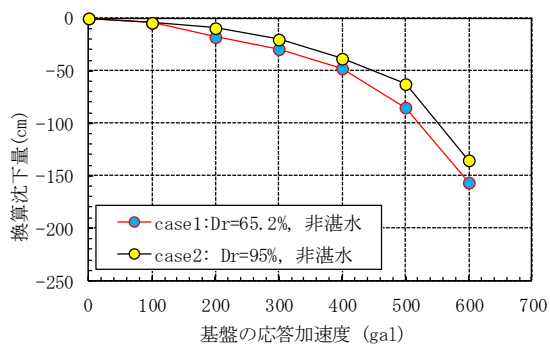


図-1.6.1.5.10 非湛水のケースの天端沈下量
(Case1:60G-01-D-L , Case2:60G-02-D-D)

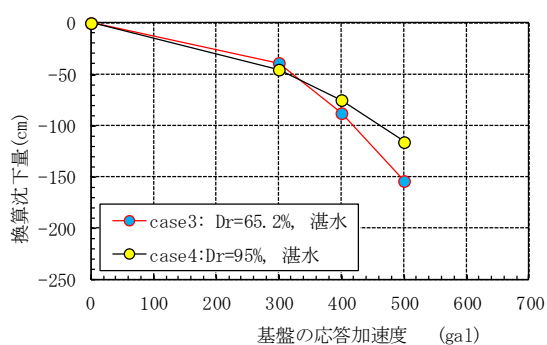
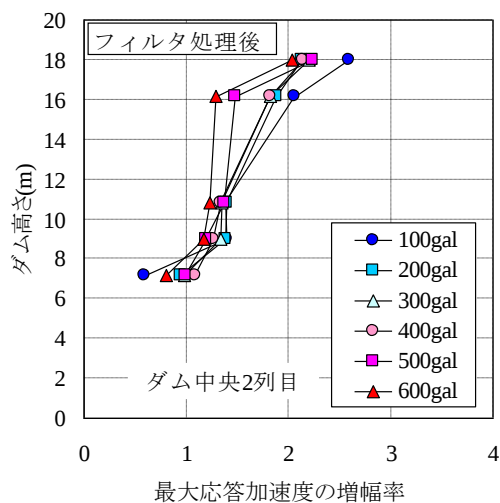
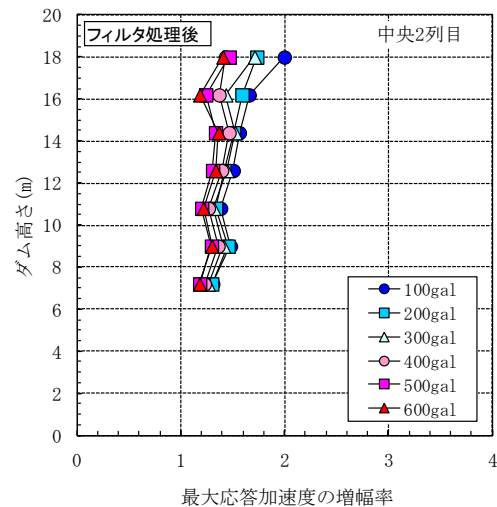


図-1.6.1.5.11 湛水のケースの天端沈下量
(Case3:60G-03-S-L , Case4:60G-04-S-D)

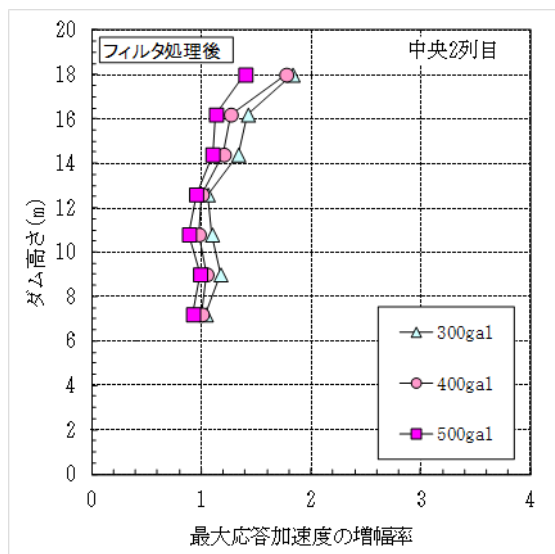
図-1.6.1.5.12 は、ケース 1～4 におけるダム中央の最大応答加速度を基盤の最大応答加速度に除して得た増幅率を深度方向にプロットしたものである。天端の最大応答加速度の増幅率は基盤に対して概ね 2 倍程度であった。



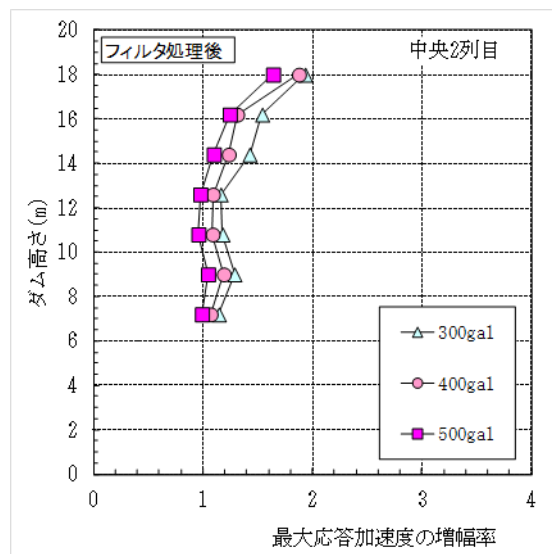
(a) ケース 60G-01-D-L



(b) ケース 60G-02-D-D



(c) ケース 60G-03-S-L



(d) ケース 60G-04-S-D

図-1.6.1.5.12 最大応答加速度の増幅率（ダム内の最大応答加速度/基盤の最大応答加速度）

図-1.6.1.5.13～図-1.6.1.5.16 はケース 1～ケース 4 の実験後の模型を解体して、スケッチしたダム全体の変形・破壊形態である。ケース 1 とケース 2 では大きなすべり線（深さ 2m～3m 程度）が発生したが、ケース 3～ケース 4 では大きなすべり線の発生は見られなかった。これは、湛水と非湛水実験の加振ステップや加振レベルの違いによるものと考えられる。

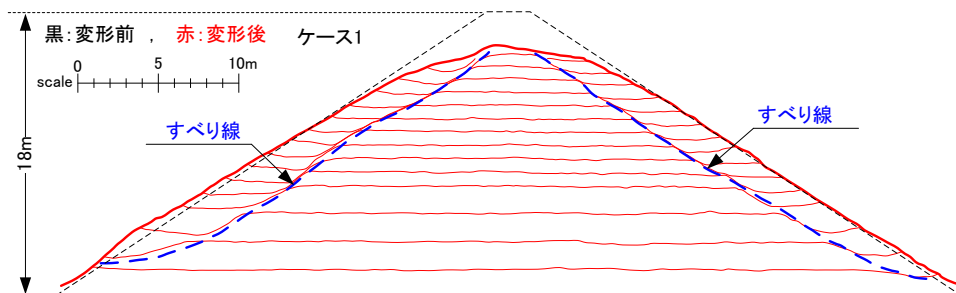


図-1.6.1.5.13 実験後のダム変形(ケース 60G-01-D-L, 中央断面)

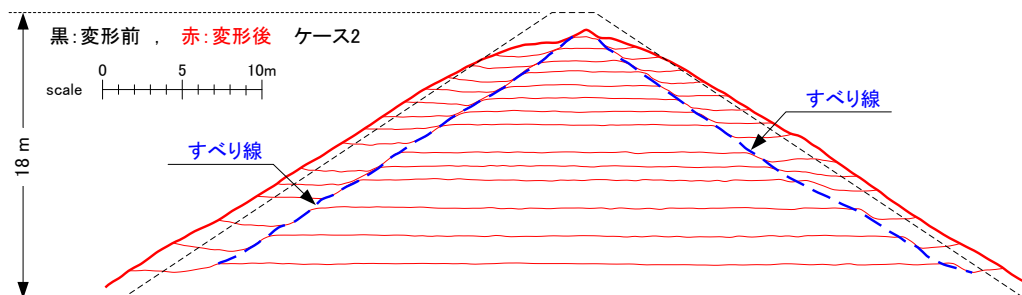


図-1.6.1.5.14 実験後のダム変形(ケース 60G-02-D-D, 中央断面)

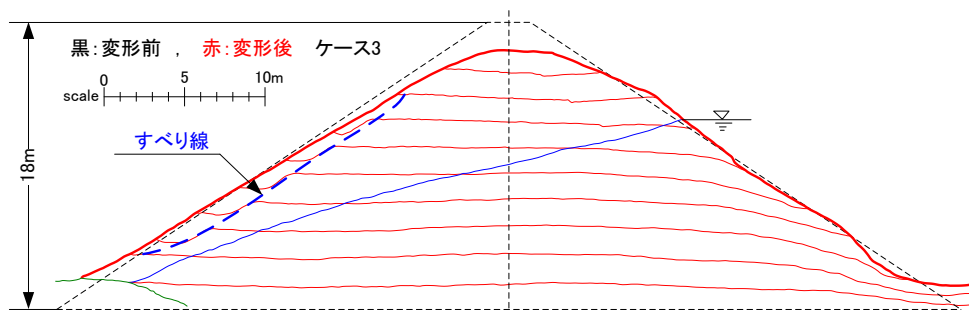


図-1.6.1.5.15 実験後のダム変形(ケース 60G-03-S-L, 中央断面)

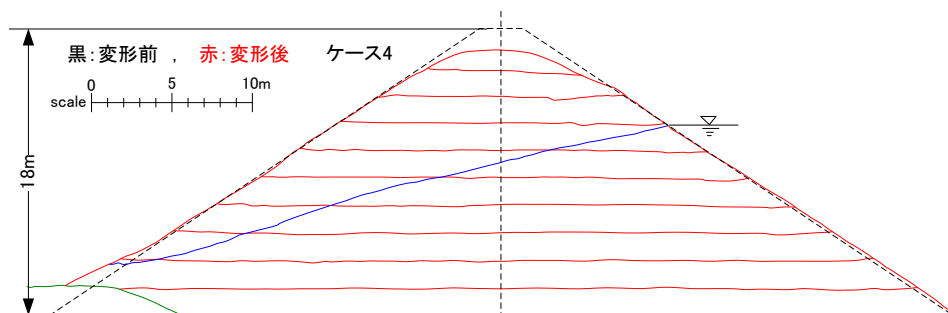


図-1.6.1.5.16 実験後のダム変形(ケース 60G-04-S-D, 中央断面)

以上の震動実験の結果を下表に整理して示す。

加震により、堤体模型には、クラック、沈下、すべりによる破壊が生じた。

天端の沈下は、揺すり込み及びすべり変形により生じ、沈下量は揺る詰めの方が大きくなる傾向が見られた。

表-1.6.1.5.3 震動実験の結果一覧

ケース名	拘束場	湛水条件	密度	挙動の特徴（破壊の状況）		
				最終変位 （天端の沈下量）	破壊時の 加速度	破壊状況（モード）
1G-01-D-L	1G場	非湛水	ゆる (Dr65)	5cm	600gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
1G-02-S-L		湛水	ゆる (Dr65)	3cm	300gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
60G-01-D-L	60G場 (遠心場)	非湛水	ゆる (Dr65)	100cm	600gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
60G-02-D-D			密 (Dr95)	95cm	600gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
60G-03-S-L		湛水	ゆる (Dr65)	66cm	500gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
60G-04-S-D			密 (Dr95)	41cm	500gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり（法先）

IV. 室内土質試験

室内土質試験の結果を図-1.6.1.6.1、図-1.6.1.6.2に示す。

■ 珪砂の土質試験結果

物理特性						
			6号珪砂		備考	
	材料					
	土粒子の密度	ρ_s	g/cm ³	2.657		
締固め	最大乾燥密度	ρ_{dmax}	g/cm ³	1.648	A-c法	
	最適含水比	w_{opt}	%	16.1		
粒度	最大粒径		mm	0.850		
	60%粒径	D60	mm	0.360		
	50%粒径	D50	mm	0.328		
	30%粒径	D30	mm	0.273		
	10%粒径	D10	mm	0.207		
	均等係数	U_c	mm	1.74		
	相対密度	D_r	%	65.2	95	
	乾燥密度	ρ_d	g/cm ³	1.592	1.695	
	間隙比	e		0.669	0.568	
	透水係数	k	m/s	5.88E-04	3.63E-04	定水位
	飽和密度	ρ_{sat}	g/cm ³	1.993	2.057	
	含水比(飽和時)	w	%	25.2	21.3	

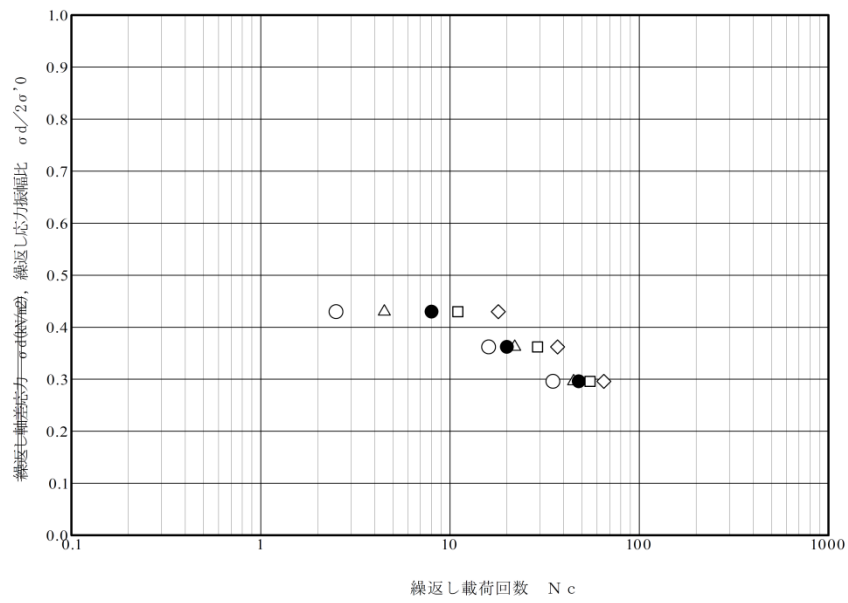
力学特性										
拘束圧条件			低拘束圧		普通拘束圧			備考		
(振動実験)			(1G場)		(遠心場)					
締固め条件			ゆる詰め		ゆる詰め		密詰め			
相対密度 D_r			%	65.2	95	65.2	95			
水分条件			不飽和	飽和	不飽和	飽和	不飽和	飽和		
含水比 w			%	5	25	5	25	5	21	
三軸試験 (拘束圧)			kN/m ²	10,10,20,30		50,100,200				
粘着力 C			kN/m ²	4.0	1.4	9.2	3.4	6.4	45.7	
内部摩擦角 ϕ			°	41.4	36.0	37.8	35.8	42.2	40.0	
変形係数(静的)			E_s	MN/m ²	18	11	46	21	44	31 ※2
ポアソン比(静的)			ν_s		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
繰返し三軸試験										
(変形特性) 初期せん断剛性 G_0			MN/m ²	23	28	87	108	95	122	※1
最大減衰定数 h_0			%	15	20	14	22	19	20	※1
動的変形特性 $G/G_0-\gamma$										
$h-\gamma$										

※1 G₀、h₀はH-Dモデルでフィッティング
(微小ひずみのhはh=0%としている)

※2 三軸試験の応力ひずみ曲線より、E₅₀の値を採用

図-1.6.1.6.1 珪砂の土質試験結果

■飽和、ゆる詰め Dr65.2%、低拘束場



■飽和、密詰め Dr95%、普通拘束場

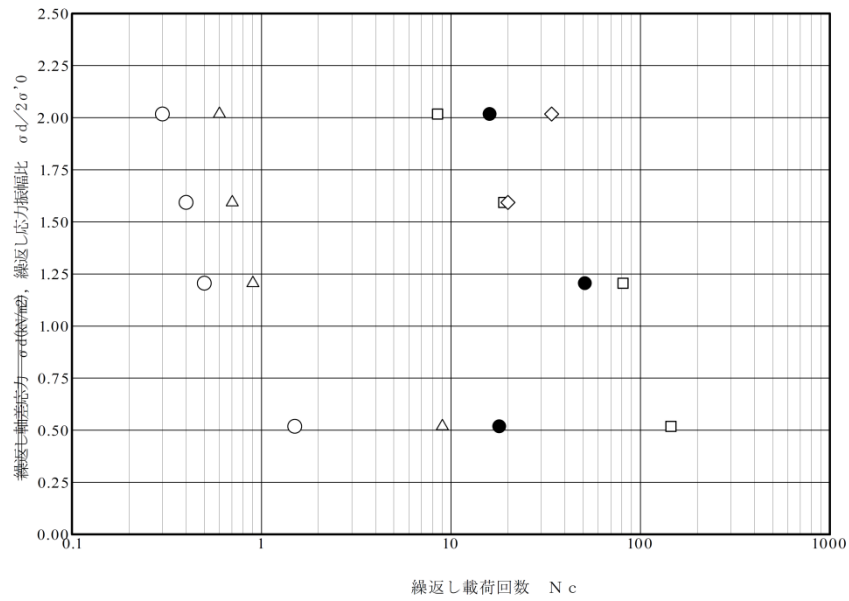


図-1.6.1.6.2 硅砂の繰返し非排水三軸試験の結果

1. 6. 2 ②簡易耐震性能照査手法の開発等

1. 6. 2. 1 塑性すべりに対する準静的解析手法

平成 23 年東北地方太平洋沖地震では、レベル 1 の地震動を対象とした円弧すべり法による耐震診断で安全率が 1.15 となるため池が決壊した。このため池の決壊に至った主原因が「福島県ため池耐震性評価委員会」によって解明されており、①堤体の締固め不足、②大きな地震動と③その長い継続時間が素因として挙げられている。このような地震動に対してため池堤体の安全性を評価する方法の一つに土の破壊を考慮した弾塑性動的応答解析手法がある。この動的応答解析はフィルダムなどの大規模貯水池の安全性評価やため池の決壊原因調査に利用されることはあるが、詳細な土質試験を必要とすることから数多くのため池の安全性評価手法としては定着していない。全国のため池を対象とした診断手法として利用するには、必要とする試験期間と経費などの点で多くの課題がある。

現状の取り得る対応策として、ため池の決壊に対する安全性を定量的に評価するために、円弧すべり法による解析だけでなく性能規定の考え方に沿った解析手法を導入することが考えられる。すなわち、先のため池の決壊素因に挙げられる 3 つの素因を考慮でき、定量的に安全性を規定できる手法の開発である。その有力な候補の一つに、塑性すべり解析がある。

図 4.2.1.1 に解析方法の関連性を示すが、円弧すべり法は安全率を用いて半経験的にため池の安定性を評価するのに対して、動的応答解析と塑性すべり解析は堤体の変形量を予測して定量的にため池の性能低下を算定してその安全性を判断する。動的応答解析は堤体土質の詳細な実験とその特性を厳密に再現するという意味で詳細な解析手法である。これに比べて塑性すべり解析は、円弧すべりの考え方に地震動の影響を導入したもので、土質試験とそのシミュレーション、解析手法ともに簡便な手法に位置づけられる。

この図からも分かるように塑性すべり解析は、堤体の変形量を算出し堤体の安全性を性能規定に沿った指標（たとえば、天端の沈下量）で評価することのできる簡易な手法である。

以上のことから、簡易法として位置づけられる解析手法は以下のような基本機能を有している必要がある。

- ①地震時の繰返し荷重による堤体土の強度低下を表すことができること
- ②地震時の間隙水圧の発生を考慮できること、あるいは、過剰間隙水圧の上昇を強度低下に反映して解析すること
- ③地震時の繰返し荷重によって、ひずみが累積することを計算できること
- ④累積変形量から堤体の変形、あるいは沈下量を算出できること

上記の機能を満足する解析手法としては、有限要素法による弾塑性動的応答解析に比べて簡便な塑性すべり解析をため池堤体の安全性照査手法に適用することとする。このオリジナルな解析方法として、ニューマーク法や馬場・渡辺の方法があるが、堤体土の地震動による強度低下現象を取り込むことのできる手法（ニューマーク D 法）がある（SERID 研究会）。

(1) 強度低下を考慮したニューマーク D 法

ニューマーク D 法は、非排水条件にある飽和あるいはそれに近い状態にある土が繰返しせん断を受けた場合に生じる土の損傷 (Damage) を考慮した変形解析手法である。堤体内の飽和領域を対象とした従来の円弧すべり法は、単調せん断試験による非排水強度を用いるが、この方法は、長時間の地震が発生した場合における非排水繰返しせん断に伴う土の強度低下を考慮することができない。

ニューマーク D 法は、地震動の長さや履歴といった影響を土に蓄積された損傷ひずみという形で評価する点に大きな特徴がある。今、地震動によってある領域の土にいくつかの大きさが異なるせん断応力振幅の揺れを持つ地震動が作用したとする。この間には、非排水繰返しせん断に伴うひずみ (= 損傷ひずみ) が土に蓄積される。この損傷ひずみの大きさは、あらかじめ実験的に求めた「ある一定のせん断応力振幅を与えた条件での非排水繰返し回数と土に累積された損傷ひずみの関係」から累積損傷度理論に基づいて推定できる。さらに、推定した損傷ひずみをもとに、「損傷ひずみと非排水せん断強度の関係」を求めておけば、繰返しせん断に伴う土の強度低下を推定することができる。すなわち、上記のスキームによって、地震時に刻一刻と蓄積される損傷ひずみと、刻一刻のその損傷ひずみが生じた状態での土の強度低下を推定することができる。最終的な滑動変位量の求め方は、従来のニューマーク法と同様に、刻一刻と非排水せん断強度が低下して行くことを考慮して地震時におけるすべり土塊の運動量から累積変位量を計算する。

(2) ニューマーク D 法の解析フロー

従来の標準的なニューマーク法では、一定の排水せん断強度 τ_r (通常は残留強度) を用いる。ニューマーク D 法では、非排水繰返し载荷による強度低下を考慮する。図-1.6.2.1.2 に、ニューマーク D 法の解析フローを示す。以下、その詳細を説明する。

Step 1 初期設定：盛土・地盤系の 2 次元断面形状、地層、土質物性、水位線、地震波形等を設定する。

Step 2 盛土内の加速度と応力の時刻歴の計算：2 次元 FEM で初期静的自重解析と等価線形化法による動的地震応答解析を

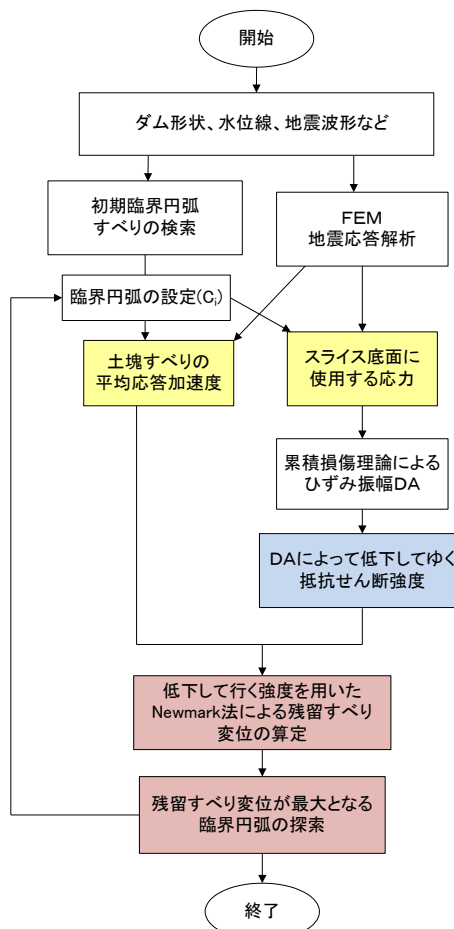


図-1.6.2.1.2 ニューマーク D 法の解析フロー

行い、堤体全体の初期有効応力状態、応答加速度の時刻歴、せん断応力の時刻歴を求める。

Step3 すべり計算をする臨界円弧すべり面の探索：各スライス底面でのせん断強度 τ_f を(1)式で求め、極限釣合い法によって一様一定水平震度 k_h が作用した場合における最も低い降伏震度 $(k_{y0})_0$ を与える臨界円弧すべり面 C_0 を探索する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

F_s はすべり安全率、 s_{mi} はスライス底面での作用せん断力、 L_i はスライス底面長さである。 c と ϕ は、排水条件では有効応力で表した c' と ϕ' である (2) 式。

$$\tau_f = c' + (\sigma_c' - \Delta u_d) \cdot \tan \phi' \quad (2)$$

飽和非排水条件では、その時々々の非排水せん断強度 τ_f を表現する粘着力係数 c_u と摩擦角 ϕ_u であり非排水繰返し载荷によって低下する (3) 式。

$$\tau_f = c_u + \sigma_c' \cdot \tan \phi_u \quad (3)$$

σ' はそれぞれの試行すべり面に沿った有効直応力であり、排水条件では k_h の影響を受ける。一方、飽和非排水条件では初期値 $(\sigma')_0$ であり k_h に独立である。

Step 4 臨界すべり面でのせん断強度低下過程の設定：臨界円 C_0 の各分割スライス底面での作用せん断応力 τ_w の時刻歴を Step2 での FEM 応答解析の結果から求める。それに基づき、飽和非排水条件での τ_w の繰返し载荷によって低下してゆく τ_f の時刻歴（即ち c_u 、 ϕ_u の時刻歴）を求める。各スライスの τ_w の時刻歴をパルス集合に置き換え、そのパルス集合によって生じるせん断ひずみ両振幅 DA を累積損傷度理論によって求める。つまり、不規則载荷中の任意のパルス i に対して、パルス i と同一の応力両振幅比 $(2SR = \Delta \tau / \sigma')$ を持つ一様対称規則荷重による非排水繰返し载荷が N_i 回加わることによってある値の DA が発生したとする。その場合、そのパルス i による損傷 D_i を $(1/N_i)$ とする。 N_i は、一連の非排水繰返し実験で求めたその値の DA が生じる $SR \sim \log(N_c)$ 関係に SR_i を代入して求める (図-1.6.2.1.3)。

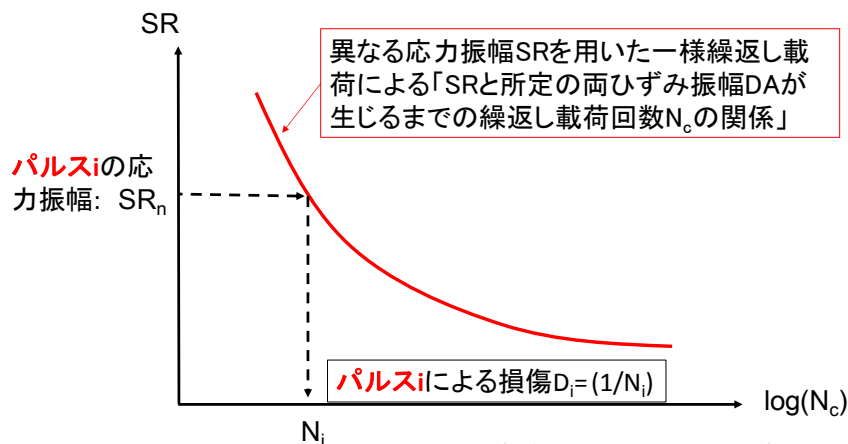


図-1.6.2.1.3 累積損傷度理論における損傷の定義

N_i は、 SR が小さいほど DA が大きいほど大きくなる。パルス集合 1～ i によって生じた全

損傷 $D = \sum D_i = \sum (1/N_i)$ が 1.0 になれば、そのパルス集合によってひずみ DA が生じると考える。このようにして、各スライス底面で生じた DA の時刻歴が求められる。

パルス n での非排水せん断強度 τ_f は、「パルス集合 1~(n-1) によって生じた DA と同じ DA が生じる等価な一様規則荷重での非排水繰返し載荷の直後に行った非排水単調載荷試験」で発揮される τ_f に等しいとする。このようにして求めた τ_f と DA の関係を、**図-1.6.2.1.4 a)** に模式的に示すように定式化する^{8,9)}。それぞれの DA 値をこの関係に代入して τ_f の値を求めて、各スライス底面での低下してゆく τ_f の時刻歴 (すなわち c_u 、 ϕ_u の時刻歴) を求める (**図-1.6.2.1.5**)。

Step 5 すべり変位の計算に用いる応答加速度の計算 : Step2 の FEM 動的応答解析によって得られた応答加速度から初期臨界円 C_0 の土塊すべり内の平均応答加速度を求める。あるいは、後述のようにすべり底面での節点応答加速度の平均値を求める。この値は、Step 6 で用いる。

Step 6 すべり変位の計算 (**図-1.6.2.1.5**) : 初期臨界円 C_0 に沿って、滑動モーメント M_d (6) 式が抵抗モーメント M_r (7) 式を超えるパルスにおいて、(8) 式によってすべり回転加速度 $\ddot{\theta}$ の時刻歴を求め、これを 2 回時間積分してそのパルスによって生じるすべり変位量 $\delta = R \cdot \theta$ の増分 $\Delta \delta$ を求める。

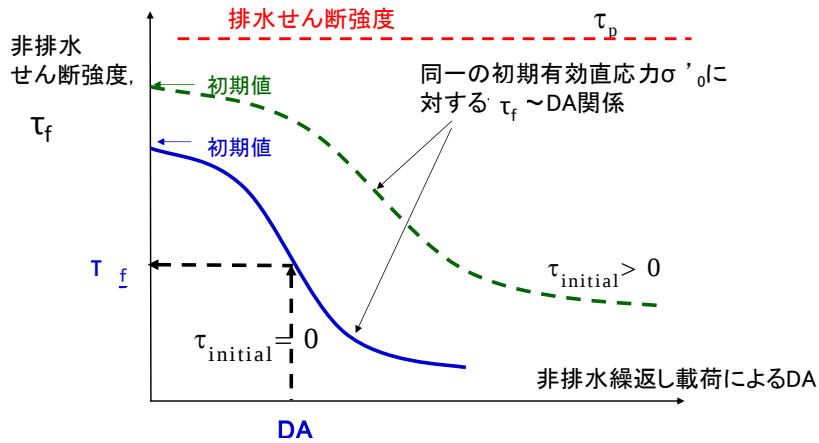
$$M_d = M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \ddot{x} \quad (6); \quad M_r = \sum \{R \cdot (\tau_f \cdot L_i)\} \quad (7)$$

$$M \cdot (R_G)^2 \cdot \ddot{\theta} = M_d - M_r \quad (8)$$

M はすべり土塊の質量、 g は重力加速度、 $\ddot{x}$ は Step5 で求めた平均応答加速度、 L_i は各スライスの底面長さ、 τ_f は Step4 で求めた各スライス底面での低下してゆくせん断強度である。

$\ddot{x}$ は、ニューマーク法による剛体すべりの運動方程式に基づくすべり剛体を支持する剛体に作用する入力加速度であり、円弧すべりを対象としたニューマーク法では本来すべり土塊を支持する土塊内でのすべり面に沿った応答加速度である。すべり土塊内で応答が増幅する場合は、土塊すべり内の平均応答加速度を使用すると安全側となる。すべり土塊内で応答が減衰する場合は、支持土塊内のすべり面に沿った平均応答加速度を使用するのが安全側となる。

a) D 法



b) 非排水繰返し载荷とひずみ軟化によって低下する場合 (SD 法)

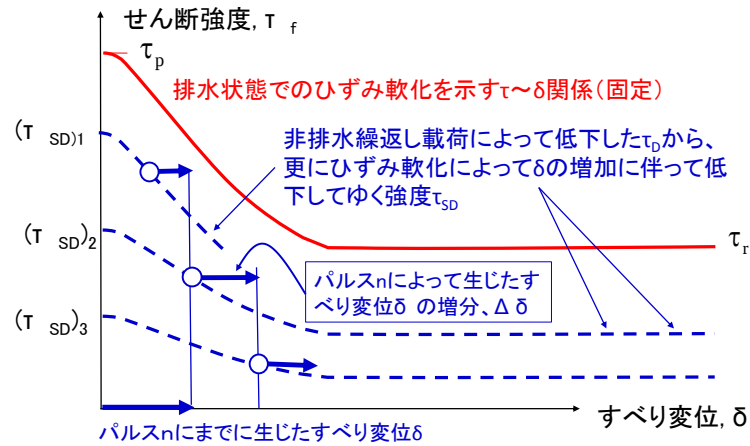


図-1.6.2.1.4 非排水繰返し载荷によって低下する強度 τ_f

図-1.6.2.1.6 に、次節で説明する解析例でのすべり土塊の平均応答加速度と低下してゆく強度に基づく降伏加速度の時刻歴の比較例を示す。図-1.6.2.1.7 に、図-1.6.2.1.8 の例でのすべり計算例を示す。

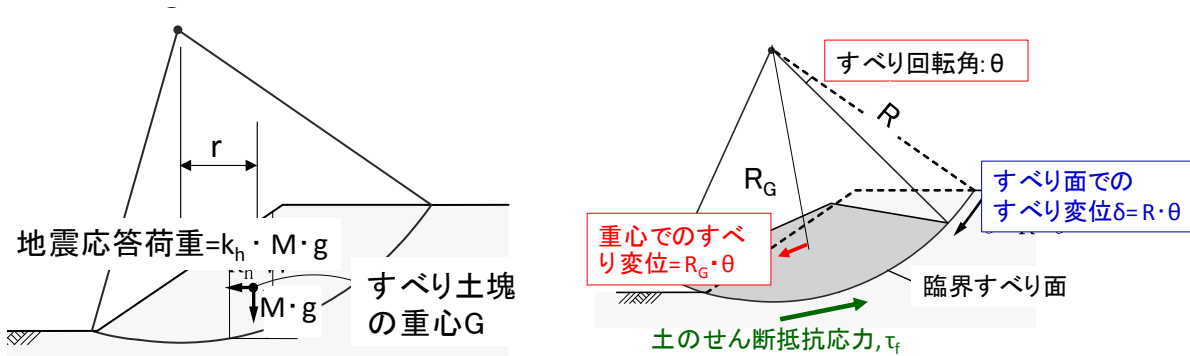


図-1.6.2.1.5 ニューマーク法での荷重とすべり変位

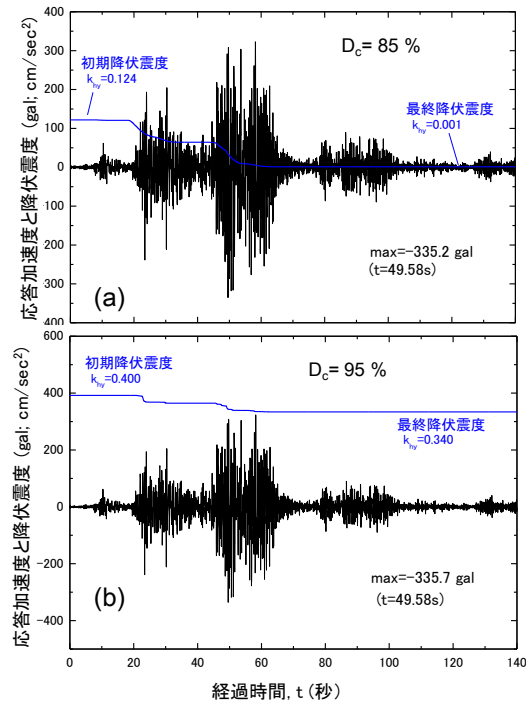


図-1.6.2.1.6 詳細ニューマーク D 法での応答加速度と降伏震度の比較例

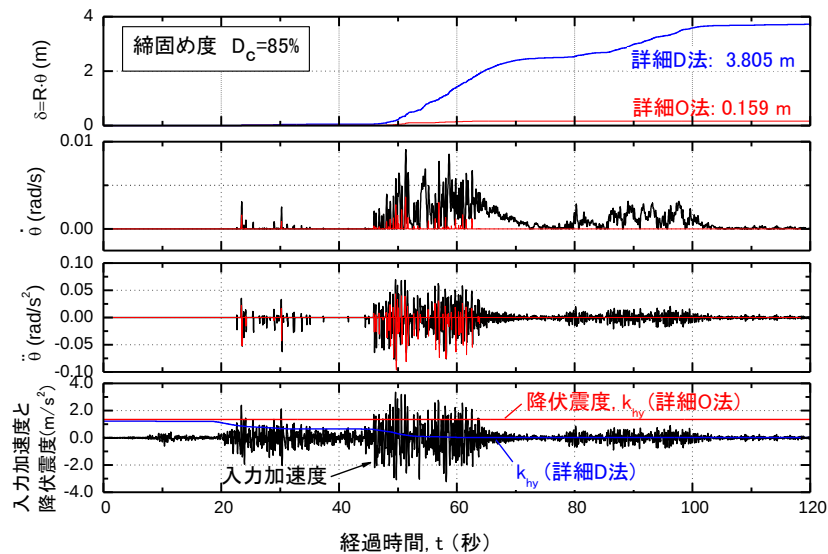


図-1.6.2.1.7 $D_c=85\%$ の場合の詳細ニューマーク D 法による解析

Step 7 残留すべりが最大となる臨界円の探索：上記の Step4～6 を繰返して、残留すべりが最大となる臨界円を探索する。参考として、最初にすべりが生じる円弧も求めておく。Step 7 を忠実に実行する方法（詳細探索法）では、計算時間は入力波のパルス数にほぼ比例し、継続時間が長い地震動では過長になる。

(3) ニューマーク D 法による解析^{11, 12)}

a. 解析例

排水せん断強度（地震中は一定）を用いたニューマーク O 法と非排水繰返し载荷によっ

て低下する非排水強度を用いたニューマーク D 法を実施して、結果を比較した。特に、実際の代表的なため池堤体材料を用いて 3 種類の締固め度（1 Ec による $D_c = 85、90、95\%$ ）で行った各種強度試験の結果に基づいて、 D_c の影響を検討した。また、従来のレベル 1 地震に対する設計法である円弧すべり極限釣合ひ法（安全率計算）も実施した。この方法では、ニューマーク 0 法と同様に締固めの効果を過小評価する。

表-1.6.2.1.1 実施した各ニューマーク法の概要

解析手法	名称	入力加速度	堤体の強度特性
ニューマーク 0	簡略法	南海トラフ 基盤表面波	一定の排水せん断強度 (c' 、 ϕ')
	詳細法	すべり土塊の応 答加速度	
ニューマーク D	詳細法	すべり土塊の応 答加速度	非排水繰返し载荷により低下してゆ く非排水せん断強度 (c_u 、 ϕ_u)

b. 解析対象ため池モデル

レベル 1 地震に対する円弧すべり極限釣合ひ法（震度法）： 実験結果に基づいて決定した D_c によって異なる堤体の排水せん断強度（ c' 、 ϕ' ）を適用して、レベル 1 設計地震動の水平震度 $k_h = 0.15$ に対する安全率を求めた。

レベル 2 地震に対するニューマーク法： レベル 2 地震に対して、ニューマーク 0 法とニューマーク D 法を実施し、解析法および締固め度の影響を検討した。(6) 式での入力加速度 $\ddot{x}$ として、すべり土塊の応答加速度を用いる詳細法を実施した。なお、ニューマーク 0 法では $\ddot{x}$ として入力地震動を用いる簡易法も実施した。

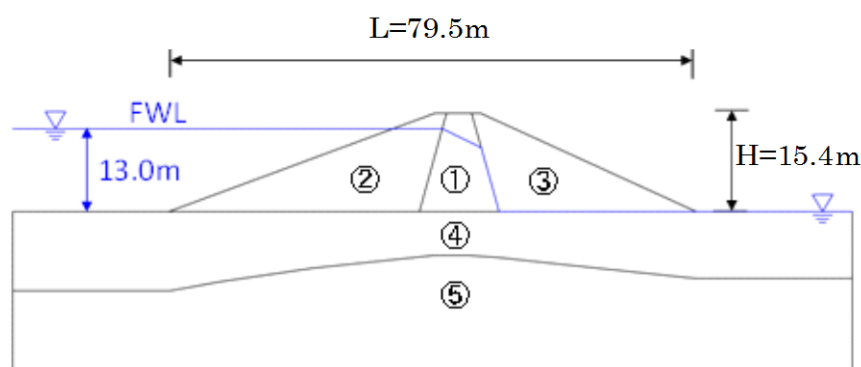


図-1.6.2.1.8 解析対象としたモデルため池

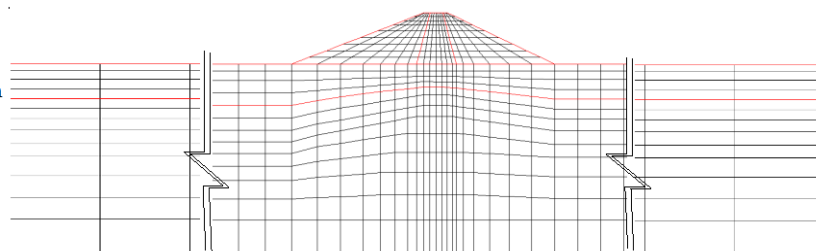


図-1.6.2.1.9 応答解析用モデル図（幅 5L × 高 4H）

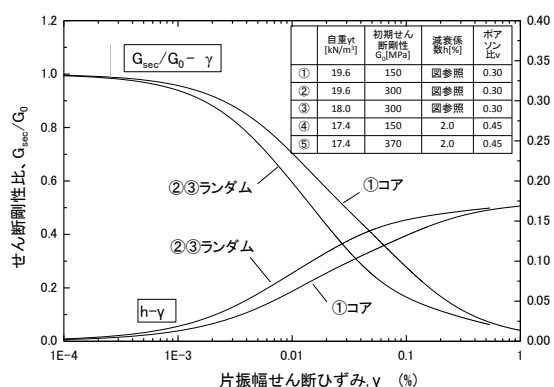


図-1.6.2.1.10 堤体材料の変形特性

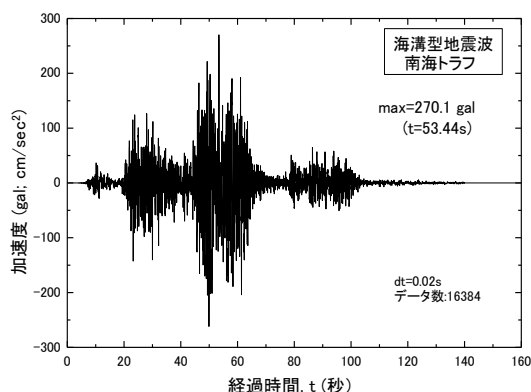
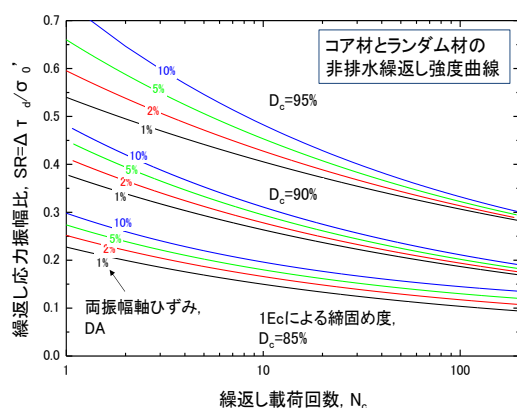
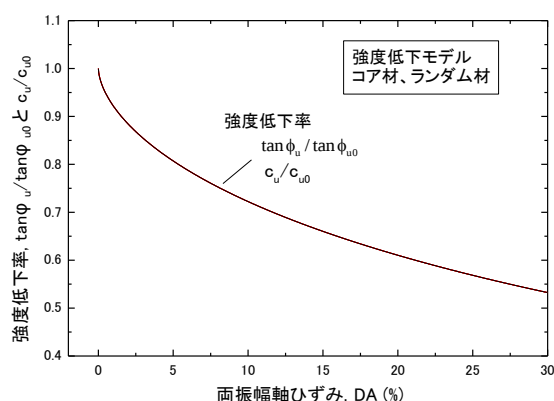


図-1.6.2.1.11 南海トラフ基盤表面波



a) 異なる D_c での異なる DA に対する
繰返し応力振幅比 $\sim N_c$ 関係



b) 強度低下率関係 (全ケースに共通)

図-1.6.2.1.12 D法で用いる

表-1.6.2.1.2 各試験結果により設定した解析に用いる土質特性

地層	No.名称	D_c	単位体積重量 (kN/m ³)		排水せん断強度		非排水せん断強度	
			湿潤 γ_t	飽和 γ_{sat}	c' (kPa)	ϕ' (deg)	c_{u0} (kPa)	ϕ_{u0} (度)
① コア	② ランダム	95%	18.5	19.6	15	22	30	20
			18.0	19.6	8	40	30	30
① コア	② ランダム	90%	18.0	19.1	12	19	18	13
			17.0	19.1	6	35	10	28
① コア	② ランダム	85%	16.5	18.5	10	15	15	10
			16.0	18.5	4	30	5	25
④ 地盤	N20		17.0	17.4	37	31.5	37	31.5

解析対象を図-1.6.2.1.8、図-1.6.2.1.9に等価線型化法 FEM 動的応答解析のモデルを示す。非排水繰返し三軸試験によって求めた $D_c = 95\%$ での堤体材料の剛性と減衰率のひずみ依存性を図-1.6.2.1.10に、南海トラフ基盤表面波を図-1.6.2.1.11に示す。試験結果に基づいて設定した各 D_c での土質特性を表-1.6.2.1.2に示す。ニューマーク D法に用いる異なる軸ひずみ両振幅 DA に対する繰返し応力振幅と繰返し載荷回数との関係を図-1.6.2.1.12 a)

に示す。強度低下特性は、実験結果に基づき D_c の違いによらず図-1.6.2.1.12 b) に示す曲線でモデル化した。

c. 安全性評価の指標

対象となる堤体の要求性能は、貯水を維持できること。すなわち、天端の沈下量が許容値を超えないことである。また、天端近傍にすべりによる滑落崖が生じることも余震時の堤体破壊や進行性破壊に直結する可能性が高く、耐震性能を診断する許容沈下量の運用はため池規模や下流地域の状況に合わせて総合的に判断する必要がある。具体的には堤体天端標高と満水面との差と沈下量の大小で判断する方法が基本となるが、規模によっては波浪による這い上がり等も考慮する場合がある。いずれにしても、ため池下流地域の社会的な状況も考慮して適切に判断指標を策定することが重要である。

d. 解析結果

堤体の応答加速度は、堤体上位ほど増加して天端で最大値 376.6gal を示し、堤体底面での最大値は 251.1gal に対して 1.5 倍程度に増幅している（図-1.6.2.1.13）。地震応答解析の結果から、すべり変位計算で用いる応答加速度およびせん断応力 τ_w の時刻歴を抽出し、 τ_w の時刻歴から堤体材料の低下して行く非排水せん断強度 τ_f の時刻歴を算出した。

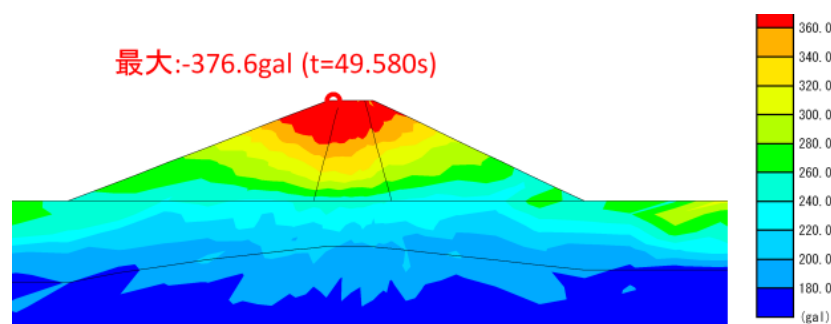


図-1.6.2.1.13 地震応答解析による最大応答加速度分布

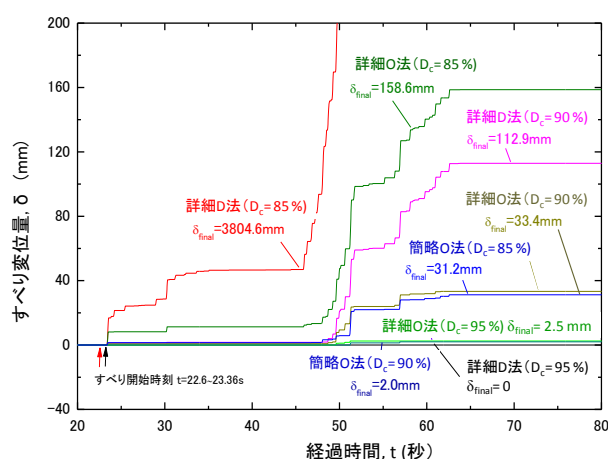
表-1.6.2.1.3 各解析法による解析結果

	レベル 1 地震 $k_h=0.15$ に対する 安全率 F_s	ニューマーク法によるレベル 2 地震動で 生じる残留すべり変位量 δ (mm)		
		簡易 O 法	詳細 O 法	詳細 D 法
$D_c = 95\%$	1.466	0.0	2.5	0.0
$D_c = 90\%$	1.200	2.0	33.4	112.9
$D_c = 85\%$	0.954	31.2	158.6	3804.6

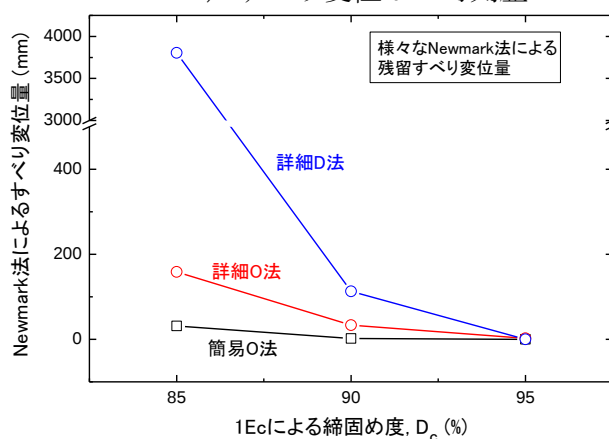
レベル 1 地震に対する安全率は、 D_c が大きいほど大きくなる（表-1.6.2.1.3）。それに対応して、ニューマーク 0 によるレベル 2 地震動に対する残留変位量 δ も D_c が大きいほど小さい。ニューマーク 0 法での残留すべりは、FEM による応答加速度を用いた詳細法の方が

用いなかった簡易法よりも大きい。これは、堤体内での加速度の増幅のためであり、本解析例では詳細法の方が安全側である。

詳細ニューマーク D 法では、 D_c が低下すると降伏震度の初期値が下がるだけでなく地震中の降伏震度の低下率も大きくなる。 $D_c = 95\%$ (図-1.6.2.1.6 (b)) では、降伏震度 k_{yh} の初期値は 0.400 と高くその後の低下も小さいため、すべり変位は発生していない。 $D_c = 85\%$ (図-1.6.2.1.6 (a)) では、 k_{yh} の初期値は 0.124 と低くその後の低下も大きい (図-1.6.2.1.7)。このため、最終的に 3.8 m と非常に大きな残留変位が発生した。従って、ニューマーク O 法とニューマーク D 法の差は大きくなっている (図-1.6.2.1.14)。即ち、ニューマーク D 法では D_c が減少すると残留すべりは急激に大きくなり、逆に締固めによって D_c が増加すると堤体の安定性が著しく向上することが分かる。一方、ニューマーク O 法では詳細法でもすべり変位に対する D_c の影響は遥かに小さく、締固めの効果を過小評価する。



a) すべり変位 δ の時刻歴



b) 異なる解析法による最終残留すべり量 $\sim D_c$ N 法

図-1.6.2.1.14 ニューマーク O 法と N 法による比較

(4) 堤体土の標準特性について

a. 標準強度低下モデル (K2015 モデル)

ニューマーク D 法（詳細法）は、非排水繰返し三軸試験+単調載荷試験の結果から繰返し載荷を受けた堤体土の劣化性能を求めて、この特性を地震時の強度低下として解析に導入している。この強度低下モデルは図-1.6.2.1.15 のように表して、地震動の 1 パルスの応力に応じたひずみが発生し、続いて強度が低下するという過程を全地震波に対して計算し、累積ひずみを求める。ニューマーク D 法の解析の特徴は、継続時間の長い地震動を考慮できることと、降伏震度に達しない地震波に対しても強度低下を累積することにある。しかしながら、土質試験データの取得に時間と経費を要することから、小規模のため池での試行的な検討では、簡略化した解析を実施することも実用的な対応と考えられる。このことは、本来、堤体土の繰返し三軸試験+単調載荷試験から求まる劣化特性を標準的な強度低下モデルによって代替して解析を実施することを意味している。

標準強度低下モデルの策定には、事前に様々な土質材料を対象とした試験結果を整理し、粒度、密度、締固め度などの影響を分析して標準の強度低下モデルを策定する必要がある。

しかしながら、これらの要因を分析できるだけの情報は蓄積されていないことから、今年度、全国のため池で実施された関連土質試験データ（全国で 25 データ）の提供を受け、標準強度低下モデルのプロトタイプを作成すると、図-1.6.2.1.16 のように表すことができる。

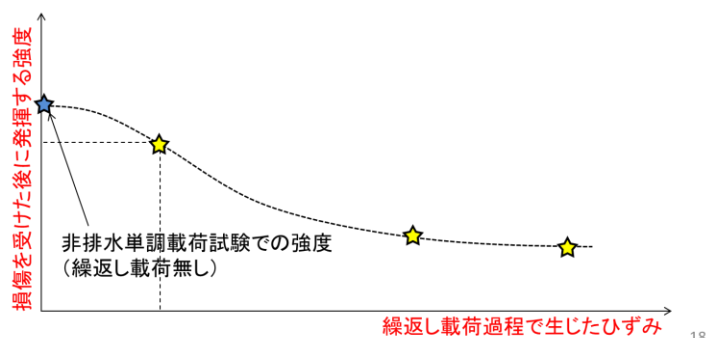


図-1.6.2.1.15 堤体土の標準強度低下モデルのイメージ

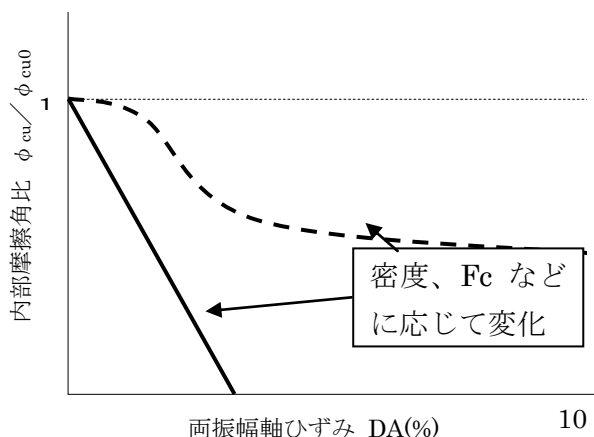


図-1.6.2.1.16 砂質土と粘性土の強度低下モデルの基本形状

ため池に使用されている土は、大きく 3 種類、粘性土、砂質土、礫質土に分類できるが、実際の土の特性は、粒度に加えて密度、締固め度、含水比、細粒分率 (Fc)、塑性指数 (Ip) などの影響を考えなければならない。このため、ため池堤体に用いられている多様な土質材料に対する標準強度低下モデルを構築するためには、土質ごとにそのばらつきの影響を評価するための十分なデータの蓄積が不可欠であるが、現状では影響度を明確に示すには十分ではない。

このため、ため池堤体の用土を粘性土、砂質土の 2 種類として、現状のデータから最も安全側の標準強度低下モデルのプロトタイプを示すとともにその考え方を提示する。データが蓄積されれば、順次ばらつきを再評価してモデルの形状を微調整することで安全性を加味したモデルの再構成が可能である。

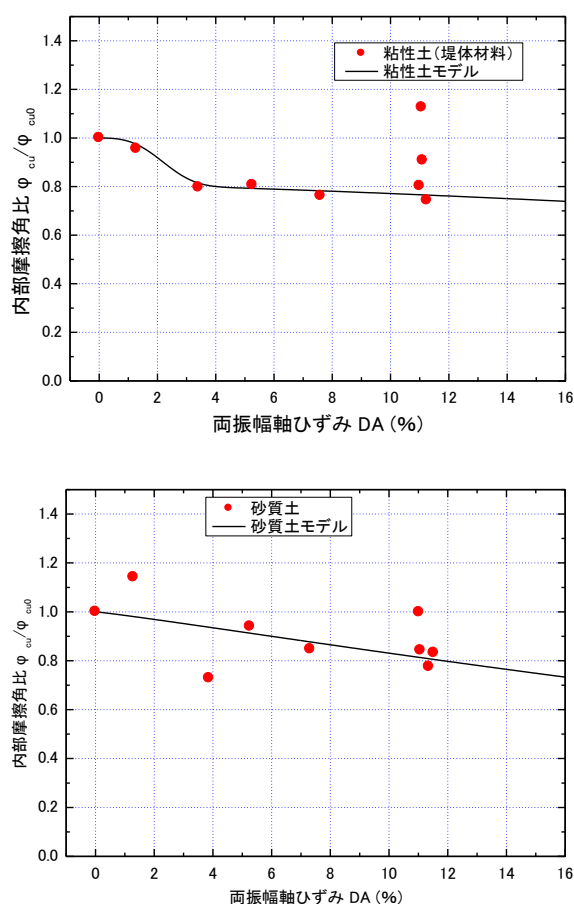


図-1.6.2.1.17 砂質土と粘性土の強度低下曲線

- 全国のため池で実施されている「繰返し載荷+単調載荷試験」のデータを収集、整理 (25 個データの提供あり)
- 25 データのうち、極端に劣化が進行するデータ・堤体土が礫質土のデータ・異常値、サンプリングの乱れがあり、信頼性に欠けるデータを除いた 16 データ (砂質土 12 データ+粘性土 4 データ) を選定。
- 対象とする堤体土を砂質土と粘性土に分類
- それぞれの土質ごとにその特徴を表していると考えられる劣化曲線をその土質の標準劣化曲線として採用

⇒ 現状では各地で実施されている「繰返し三軸試験+単調載荷試験」結果を収集途中段階で、多様な土質材料に対する標準強度低下モデルの構築には、まだ不十分。

⇒ 現状段階におけるデータより、安全側と考えられる標準強度低下モデルのプロトタイプを作成。

砂質土と粘性土の代表資料の強度低下（内部摩擦角の低下率（ ϕ / ϕ_{cu0} ））と両振幅ひずみ DA(%) の関係を図-1.6.2.1.17 に示す。

強度低下曲線を正確に求めるためには多くの実験データが必要となるが、堤体の不攪乱試料を多数サンプリングすることは大きな困難を要する。このため、密度を現地の堤体に合わせて作成した再構成試料によって試験を実施することが多くなるが、その場合でも図に示すようにデータはばらついている。これらのデータの近似曲線を(9)式、(10)式のように設定した。

試験データから得られる「繰返し载荷による強度低下率」は、粒度に加えて密度、締固め度、含水比、細粒分率（ F_c ）、塑性指数（ I_p ）などのパラメータによってある程度説明できるが、影響度の低い項目もある。砂質土は湿潤密度と含水比の影響が大きいので、この2項目の影響を受けて DA に応じて直線的に強度低下が進むモデルである。粘性土はこれも含水比と細粒分含有率（ F_c ）、初期内部摩擦角（ ϕ_{cu0} ）の影響を受けて DA に応じて非線形に強度低下が進むモデルである。図-1.6.2.1.18 は含水比、細粒分率（ F_c ）、初期内部摩擦角などのパラメータに平均的（代表的）な値を用いて示したものである。これが基本の標準強度低下モデル（K2015）となる。土質試験の困難さから、現在のところ DA=12%までの強度低下データに限定されるため、大きなひずみ（DA>20%）の領域での強度低下は、土のシルト・粘土分率や締固め度、含水比などの現場状況によって工学的に判断せざるを得ない。今後のデータ収集に期待したい。

[粘性土の標準強度低下モデル]

$$\begin{aligned}\phi_{cu} / \phi_{cu0} &= 1 + \alpha \cdot DA & (9) \\ \alpha &= \min(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) \\ \alpha_1 &= c1 + c2 \cdot w \\ \alpha_2 &= c3 + c4 \cdot F_c \\ \alpha_3 &= c5 + c6 \cdot \phi_{cu0} \\ w &: \text{含水比、} F_c : \text{細粒分含有率、} \phi_{cu0} : \text{初期内部摩擦角}\end{aligned}$$

[砂質土の標準強度低下モデル]

$$\begin{aligned}\phi_{cu} / \phi_{cu0} &= 1 + \alpha \cdot DA & (10) \\ \alpha &= \min(\alpha_1, \alpha_2) \\ \alpha_1 &= s1 + s2 \cdot \rho_t \\ \alpha_2 &= s3 + s4 \cdot w \\ \rho_t &: \text{湿潤密度、} w : \text{含水比}\end{aligned}$$

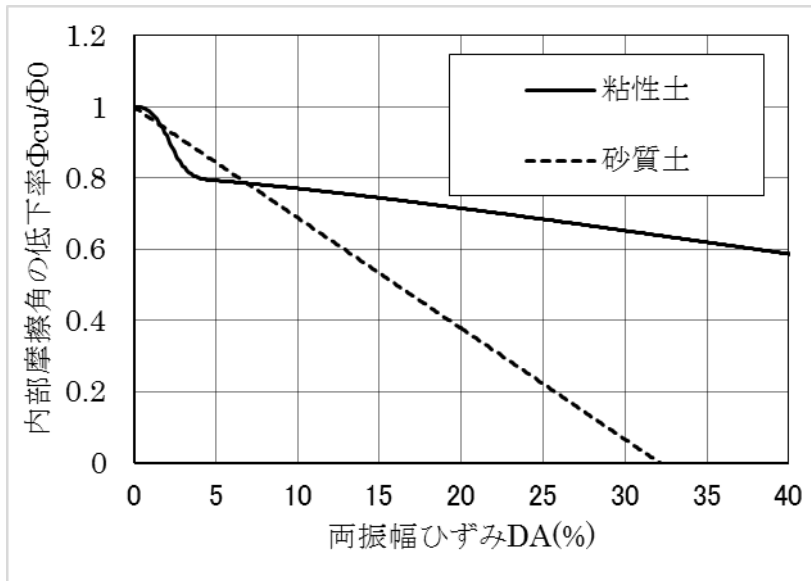


図-1.6.2.1.18 砂質土と粘性土の標準強度低下モデル

(図-1.6.2.1.17 のデータを大ひずみ領域まで拡張して近似したもの。

ただし、 $DA > 12\%$ 以上のデータは得られていない)

b. 液状化強度モデル

ため池堤体土の繰返し三軸試験により得られる液状化強度（繰返し応力振幅比と繰返し载荷回数）から、図-1.6.2.1.19 に示すように所定の両振幅ひずみ DA に対する液状化強度曲線を求めることができる。この曲線は、繰返し回数の少ない領域と 100 回以上の領域に対する工学的な判断も含めて(11)式で近似できるものとする。図-1.6.2.1.18 に示す土質の試験データからとして DA=10%が発生するときの液状化強度曲線を図-1.6.2.1.20 に示す。

$$SR = \alpha(DA) \cdot N^{-\beta(DA)} + C(DA) \quad (11)$$

液状化強度モデルは、各係数（ α 、 β 、 C ）を指標として、標準強度低下モデルの設定と同様に、各試料の湿潤密度、乾燥密度、含水比、細粒分率 F_c 、50%粒径 D_{50} および初期内部摩擦角などと液状化強度（繰返し応力振幅比の関係）を整理することにより求める。これまでの試験は、DA= 1%、2%、5%、10%で実施しているので、それぞれの DA に対しても共通的に近似できる曲線式を提示できれば、繰返し応力振幅比（地震動の大きさ）と繰返し载荷回数（地震波の数）から発生するひずみ(DA)を求めることが可能となる。

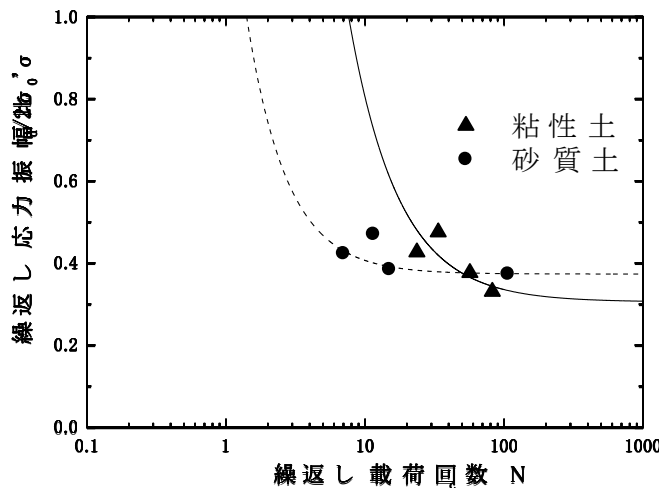


図-1.6.2.1.19 液状化強度モデルの具体例（図 19 のデータに対応）

(5) ニューマーク法解析の特徴

飽和している堤体土は、地震時に非排水状態で繰返し载荷によって強度が低下する。締固めが悪い土は、初期非排水強度が小さくなっている上に、非排水繰返し载荷による強度の低下率が大きくなる。この二重の効果によって、地震中に強度が著しく低下して大きなすべり変位を生じることになる。締固めが良い場合は、その逆に高い強度が維持されて、すべり変位は生じないか、生じてても小さい。ここでは、飽和非排水状態でのすべり変形の解析法であるニューマーク D 法を説明したが、この方法では排水せん断強度を累積損傷度理論に基づいて全応力法で定式化することによって、簡便に所定の精度ですべり変形量を算定することができることが分かった。また、標準強度低下モデル(K2015)を提示したので、このモデルを用いて、繰返し三軸試験などの詳細試験を実施する前に、事前評価としての耐震診断を実施することが可能である。さらにデータが蓄積され実際のため池での検証が進めば、その利用価値はさらに向上することが期待される。

1. 6. 2. 2 揺すり込み沈下計算手法の検討（副）

(1) 検討の目的

土質・岩石材料で堤体が構成されたフィルダムにおいては、地震発生時における耐震性能照査の指標として、通常は「すべり変形量」に基づく評価を行うことを基本としている。

これに対し、土質材料を主体とするため池等において、大規模地震時にすべりを伴わない沈下の発生が生じた例もあり、いわゆる「揺すり込み沈下」に対する定量的な評価手法の確立が必要となっている。

本事業における検討課題の一つである、「簡易耐震性能照査手法の開発」においては、ため池材料の地震時における非排水状態下での強度低下メカニズムを反映したニューマークD法の適用についての検討を実施しているが、将来の課題として、「揺すり込み沈下」に関する計算手法の確立に資するため、既往の文献・研究成果をとりまとめ、ため池における適用に関する課題を抽出することとした。

(2) 揺すり込み沈下に関する検討事例

揺すり込み沈下に対する評価・検討手法については、複数の機関で研究課題として取り上げられ、成果がまとめられている。主な検討事例を以下に示す。

表-1.6.2.2.1 揺すり込み沈下に関する検討事例

NO	検討内容	研究者(発表機関)	対象施設
1	大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法に関する研究	山口嘉一他 ((独)土木研究所)	大ダム(ロックフィル)
2	砂質盛土の地震時沈下挙動評価	河合正 ((財)電力中央研究所)	土構造物(砂質地盤)
3	鉄道盛土の耐震設計における地震変形量の検討	穴井和孝他 (株)東京ソイルサーチ	鉄道盛土
4	中間土からなる人工島・護岸構造物の耐震性能評価 -液状化・揺すり込み変形抑止の地盤強化技術の開発-	浅岡顕 (名古屋大学)	人工島・港湾構造物

これらの研究成果の内容を要約・抜粋し、ため池における適用について考察を行った。

(3)各機関における揺すり込み沈下の研究成果等

1)大ダム（ロックフィルダム）における研究事例

研究報文 名	A「大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法に関する研究」(H20～22) B「大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価」(H23)
研究担当 者 (所属機 関)	A 山口嘉一・佐藤弘行・林直良（独立行政法人 土木研究所、水工研究グループ） B 茂木正敏(株構造計画研究所)
研究目的 と 成果	近年の大規模地震で発生しているフィルダムのすべりを伴わない揺すり込み沈下量の評価方法を主な検討項目として研究を実施した。ロックフィルダムのゆるり込み沈下を再現するための手法として、累積損傷解析の適用性について検討し、2008年の岩手・宮城内陸地震により建設中に地震を受けたAダムのすべりを伴わない沈下量を精度良く再現することができた。
研究成果 の 概要	<ロックフィルダムへの累積損傷解析の適用> 累積損傷解析では、地震時に堤体に作用する不規則な荷重により発生した応力に基づき、繰返しせん断応力比(以下、SRd と呼ぶ)を定義し、地震時の堤体内部の応力状態を静的・動的解析(全応力等価線形解析)により推定し、得られた応力からSRdを算出する方法を適用した。 累積損傷解析は、地震による永久変位が繰返し応力の作用により発生する残留ひずみに起因するという考え方に基づいている。解析フローを下図に示す。 <具体的な検討手順：文献Bによる> ①初期応力解析（築堤解析、浸透流解析及び湛水解析）と地震応答解析を実施し、堤体の各要素の繰返しせん断応力を算出（※従来のフィルダム動的解析と同様） ②累積損傷理論を適用するにあたり、堤体材料の非排水繰返し強度（繰返しせん断応力比SRdと繰返し载荷回数Ncとの関係）をモデル化 ③①の解析よりせん断応力比SRdの時刻歴を算定し、これを「パルス」として整理。 ④このパルスの時刻歴に対して、累積損傷理論でのひずみ軟化理論と、②でモデル化したSRd～Nc曲線を適用し、各要素に発生するひずみの時刻歴を算定。 ⑤ひずみの時刻歴に基づき、時刻tにおけるせん断剛性Gd(t)を算出することにより、最終時刻における剛性G1を求める。 ⑥地震前後の剛性(Go、G1)を用いて自重解析を行い、両者の差を地震後の残留変位両として求める。この残留変位量を、揺すり込み沈下に相当するものとして、従来方法によるすべり変位量と併せてフィルダムの耐震性能を評価する。

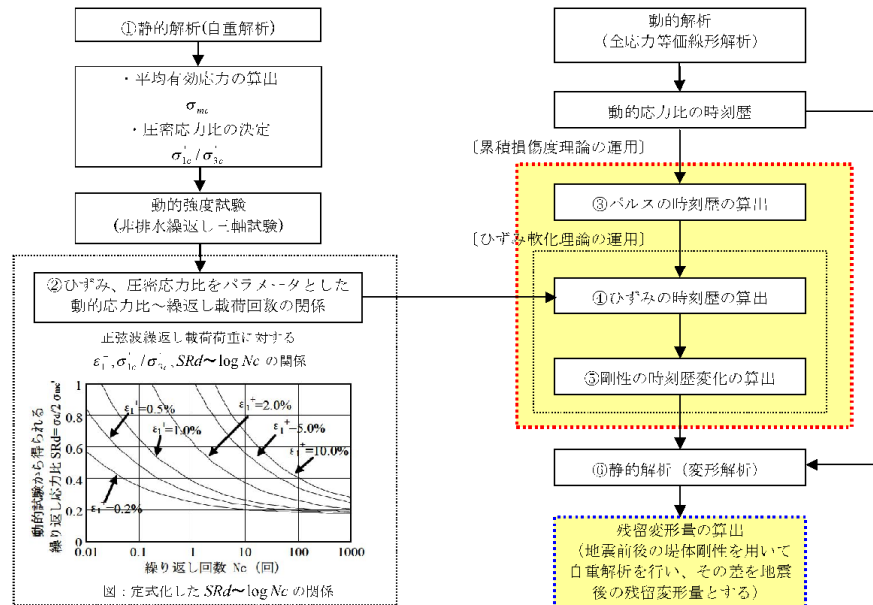


図4 揺すり込み沈下の評価フロー

＜研究成果＞

①地震時の堤体内応力状態を再現した SRd 計算式の検討

堤高 100m の ECRD(中心遮水ゾーン型ロックフィルダム)モデルを対象に、静的・動的解析を行い、地震時の堤体内部の応力状態を推定し、得られた応力から SRd を算出する方法を 2 種類の算定式を設定して検討した。その結果、ロックフィルダムに累積損傷解析を適用する場合、せん断応力の大きさのみに着目した式(1)では、必ずしも SRd の大きさやゼロクロッシングを適切に評価できない可能性があることがわかった。一方、式(2)は地震時に卓越するせん断応力を概ね再現できているが、せん断応力の方向にばらつきがある場合には SRd を適切に評価できない可能性がある。また、地震時増分応力のみを用いるため、初期応力の影響が反映されていない課題があることがわかった。

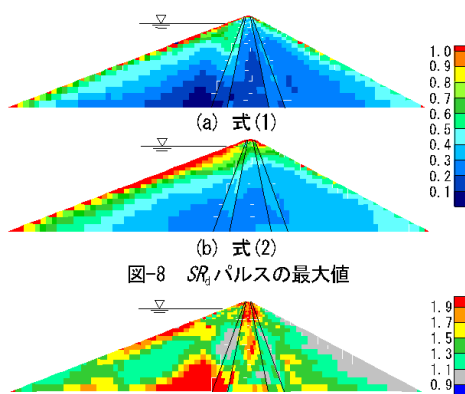


図-9 SR_d パルスの最大値の比(式(2)/式(1))

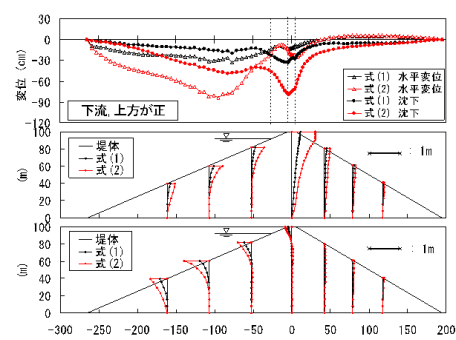


図-10 変形量の比較
(上段：堤体表面の変位，中段：沈下量の鉛直分布，
下段：水平変位の鉛直分布)

②種々の条件がすべり変形量や揺すり込み沈下量に与える影響

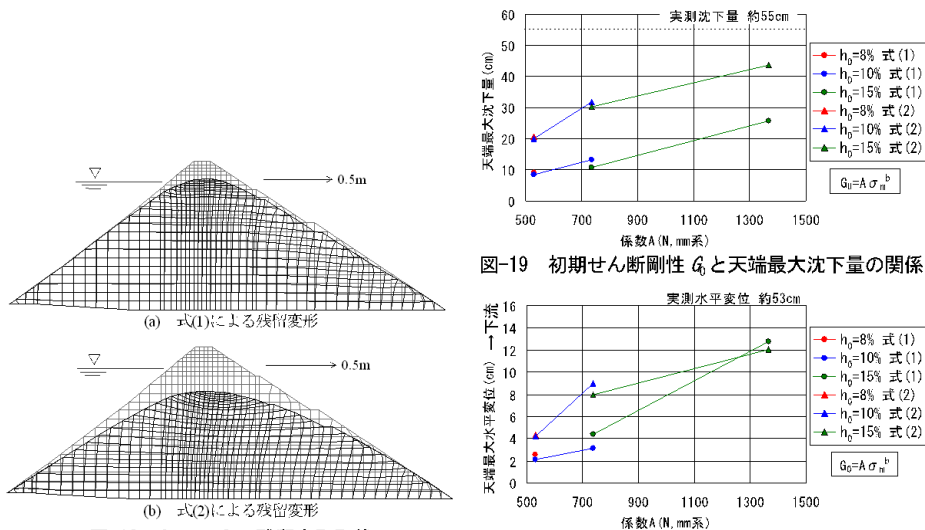
ECRD と CFRD(コンクリート遮水壁型ロックフィルダム)で各種条件下におけるすべり変形解

析と累積損傷解析を行った。

沈下量は、入力地震動波形や最大加速度の大きさ、動的変形特性などの物性に大きな影響を受ける。また、条件によっては、揺すり込み沈下量がすべり変形量よりかなり大きくなる場合があった。また、初期平均有効応力や飽和・不飽和条件が揺すり込み沈下量に与える影響が大きいことがわかった。

③大規模地震時によりすべりを伴わない沈下を生じたロックフィルダム再現解析

岩手・宮城内陸地震による石淵ダムの変形挙動について、累積損傷解析を用いて再現解析を行った。残留変形は、沈下量は実測値に対し若干小さく、水平変位は実測値に対してかなり小さくなった。



また、建設中に地震を受けた A ダムについても解析を行い、再現性が得られたと判断されている。この検討では、コア材料の累積ひずみ特性に飽和条件を採用したケースによる累積損傷解析による残留変形は、不飽和条件を採用したケースに比べてコアゾーンの実際の沈下量をよく再現できていることがわかった。この原因として、地震時にコアゾーン内の間隙水圧計の顕著な上昇が観測されており、盛立に伴う間隙水圧の上昇とともに、地震による間隙水圧があいまって、地震時は飽和時に近い動的強度特性であったためと推察している。

ため池における適用について

本研究の対象は、比較的剛性の高いロックフィルダムを対象としており、材料の特性（繰返し載荷時の強度）について、ため池で用いられる材料とは異なる面があるが、累積損傷理論に基づく揺すり込み沈下量の定量評価を、比較的適用しやすい手法（等価線形化法による動的解析結果をもとに、非排水繰返し三軸強度試験に基づくひずみ軟化理論による剛性低下を考慮した「地震後の静的解析」を行って変位量を算定する）により実施できる手法となっていることから、今後、実ため池等での検討手法として取り入れていくことは可能と考えられる。

2) 土構造物(砂質地盤)における研究事例

研究報文名	「砂質盛土の地震時沈下挙動評価」 (電力中央研究所報告) (H19、H22)
研究担当者 (所属機関)	河合 正 (地球工学研究所)
研究目的と 成果	近年の耐震設計法では、土構造物においても、その変形量を予測することが必要とされており、例えば盛土及びその支持地盤の地震時沈下量を予測することが求められる。砂質土の変形メカニズムを捉え、高精度の数値解析的な地盤挙動予測を目指す方法の一つとして有効応力解析が挙げられる。しかし、有効応力解析の対象は主に液状化が関係する事例が多く、比較的良く締まった砂質盛土の地震時の沈下挙動に対しては、解析・実験事例がない。 このため、有効応力解析コード(NAFSS)により比較的良く締まった砂質盛土に関する遠心力模型実験の数値シミュレーションを行い、適用性を検証する。
研究成果の 概要	砂質盛土に関する遠心模型実験について、変位、加速度、度圧等の直接計測データのみならず、せん断応力についても整理し、それらの有効応力解析による再現性を検討し、以下の知見が得られた。 1) 遠心模型実験 本検討で対象とした実物換算高さ 20m(遠心加速度 50G)の砂質盛土では、十勝沖地震の地震波(最大加速度 600gal)を入力した場合でも、すべり破壊は発生せず、盛土高さの 1.35% 程度に相当する揺すり込み沈下(砂の体積圧縮や軸差せん断による沈下)を生じたのみであった。その大部分は主要動が作用している時間に生じた。その際、模型地盤には繰返し応力比(=せん断応力/平均有効応力) 0.5 程度以上のせん断応力が発生していることを把握した。 (a) ケース 1 の模型断面図 (b) ケース 2 の模型断面図 図 1 実験模型の概要

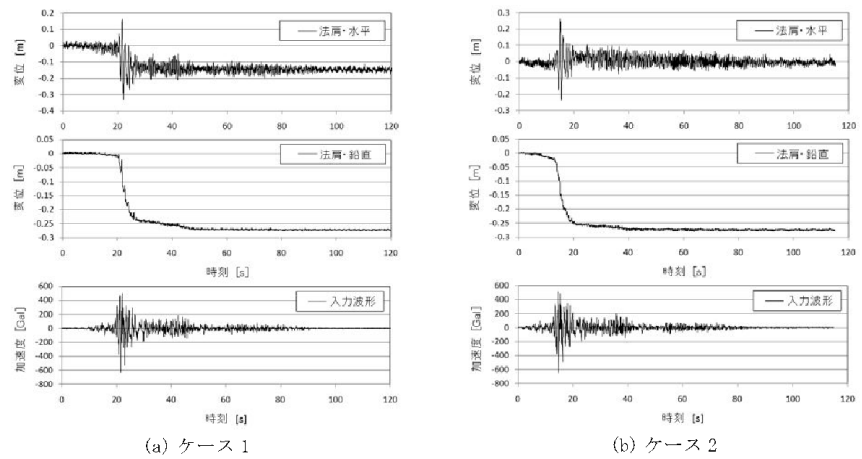


図 7 地震波加振中の変形挙動

2) 地盤パラメータの設定

中空ねじり試験の結果を用いて、改良された構成式に必要な地盤パラメータを設定し、これを用いた数値シミュレーションを行い、繰返し変形試験、液状化試験、 K_0 繰返しせん断試験の3種類の試験結果を同時に高い精度で再現できることが確認された。

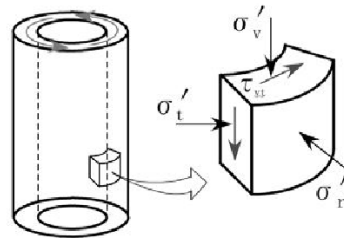


図 13 中空ねじり試験の応力状態

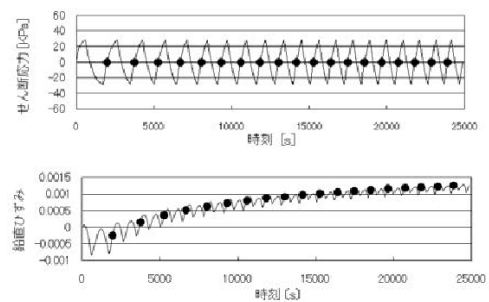


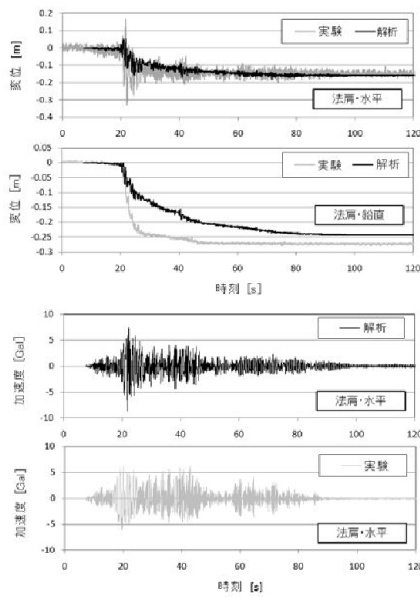
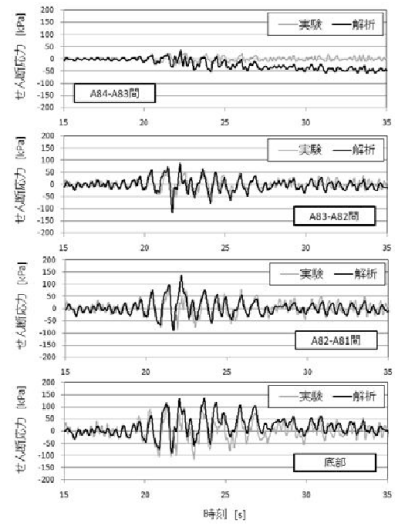
図 14 せん断応力と鉛直ひずみ時刻歴

【参考】NAFSS 構成式に関する設定パラメータ

初期間隙比、ポアソン比、膨潤係数、応力比-ひずみ増分比関係の閾値、
ダイラテンシー係数、変相角、破壊角、単調載荷試験の応力-ひずみ関係、
繰返し変形試験結果、平均有効応力の下限值、骨格曲線→履歴曲線の収束特性、
圧縮側への応力経路特性、膨張側への応力経路特性、液状化時のひずみの増大特性

3) 有効応力解析による遠心力模型実験の数値シミュレーション

盛土形状が異なる2ケースの実験を対象に有効応力解析を実施し、いずれの結果についても、最終的な沈下量は約10%の誤差で再現された。また、盛土内部の応力状態を実験を解析とで比較したところ、せん断応力は位相特性ならびに振幅の両方が精度よく再現されていた。

	 図 23 ケース 1 の時刻歴の比較  図 26 ケース 1 のせん断応力時刻歴の比較
ため池における適用について	本研究の対象は、比較的良好に締まった砂質土を対象としており、本事業でコントロールモデルとして実施した珪砂による試験と類似した材料と考えられる。一方、解析用パラメータのフィッティングに用いる室内試験は中空ねじり試験結果に基づき設定されている。 揺すり込み沈下のシミュレーションには、研究者の所属機関が開発した有効応力解析コード (NAFSS) を用いており、構成式に関するパラメータは多岐にわたっているが、解析精度はかなり高い結果となっており、揺すり込み沈下を含めた盛土の地震時挙動に対する適用性は高いものと考えられる。 一方、ため池における揺すり込み沈下の検討にあたっては、想定地震動やため池の構成材料の特性に応じたモデルの採用が必要と考えられ、多様な解析手法のうち、特に詳細・厳密な再現性を得る目的における有効応力解析の適用の必要性を示すものと考えられる。

3) 鉄道盛土における検討事例

研究報文名	「鉄道盛土の耐震設計における地震変形量の検討」 (H16、全国地質調査業協会 技術 e フォーラム)
研究担当者 (所属機関)	穴井和孝・小西英俊・立尾広幸 (株)東京ソイルリサーチ
研究目的と 成果	沖積地盤上に築造中の鉄道盛土につて、L2 地震動に対する盛土の地震へ軽量を算定し、耐震性能を評価した。

研究成果の 概要

(研究報文のうち、揺すり込み沈下に関する事項を抽出して引用)

地震変形量に関する解析の流れは、図-1 に示すとおり、「地盤の液状化」、「揺すり込み」、「すべり土塊の滑動」の 3 パターンにおける変形量を算定し、その合計を盛土の地震変形量とする。

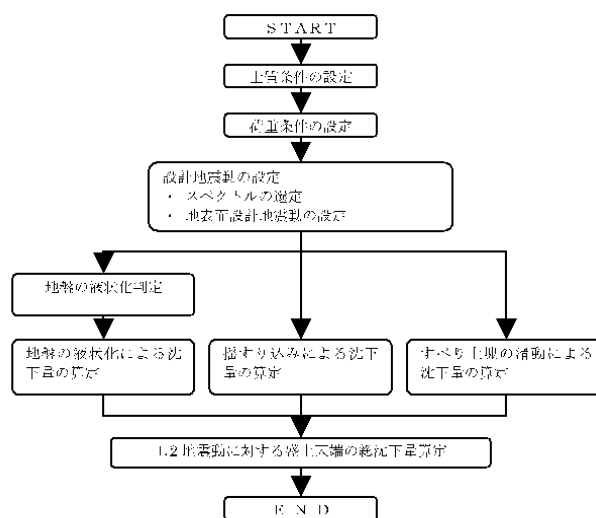
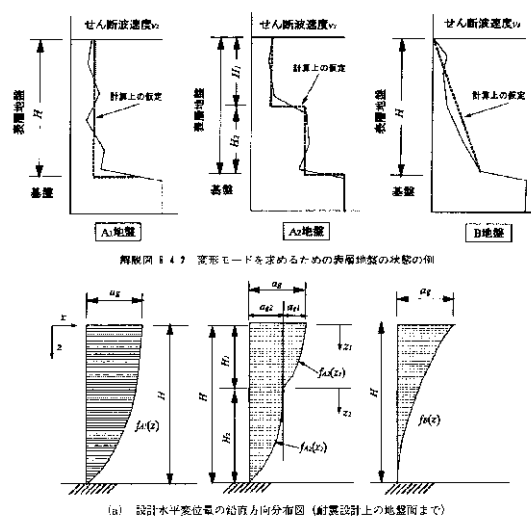


図-1 解析の流れ

<揺すり込み沈下による変形量の算定>

揺すり込みによる沈下量の算定は、以下の手順で実施した。

- ① 地中における水平方向の最大応答変位の深度方向分布を算定。



	② ①を基に、地中の深度方向のせん断ひずみ(γ)を求め、下式によりせん断剛性率(G)を求める。 $G = \gamma \cdot V_s^2 / g$ ③ ②を基に、$G/G_0 - \gamma$ 曲線から、せん断剛性低下率(G/G_0)を求める。 ④ 地震前後の変形係数 E_{bef}、E_{atf} を下式より求める。 $E_{bef} = 2 \times G \times (1 + \nu) \quad E_{atf} = E_{bef} \times G/G_0$ ⑤ 地震前と地震後の自重による地盤変形量の差を下式から求める。 $Sg = \int_0^H \left(\frac{1}{E_{atf}(z)} - \frac{1}{E_{bef}(z)} \right) \cdot \sigma_v(z) dz$
ため池における適用について	本手法の基本的な考え方は、大ダムの研究事例に示した手法を簡略化したものとなっている。動的解析によらない場合の揺すり込み沈下量を概算する場合には適用可能と考えられる。

4) 人工島・港湾構造物における研究事例

研究報文名	「中間土からなる人工島・護岸構造物の耐震性能評価 -液状化・揺すり込み変形抑止の地盤強化技術の開発-」 (国土交通省 建設技術研究開発平成 19 年度成果発表会)
研究担当者 (所属機関)	浅岡顕 (名古屋大学):研究代表
研究目的と 成果	埋立地・海上人工島は、砂でも粘土でもない「中間土」からなり、その耐震性評価には曖昧な部分が多い。本研究開発では、来るべき海洋型地震の特性も踏まえて耐震性を再評価し、強化必要箇所の抽出と強化技術の確立が必要となることから、①中間土地盤のモデル化、②砂から細粒分を多く含む土まで「中間土」を連続的に扱える弾塑性構成式の高度化と、既存液状化判定手法の抜本的改良、③非排水・排水・部分排水に対する有限変形・水～土骨格連成・地盤解析プログラムの実施を含めた開発、を行う。
研究成果の 概要	(研究報文のうち、揺すり込み沈下に関する事項を抽出して引用) <液状化/揺すり込み変形解析のための有限変形・水～土骨格連成地盤解析コードの構築と検証> 名大が開発した慣性力対応の水～土骨格連成地盤解析プログラム (GEOASIA ;All Soils All Status All Round Geo-Analysis Integration) の3種類に対するテストランを通じてプログラムの検証を行った。 ①均質砂地盤に最大加速度 100gal の減衰振動を約 10 秒間与えると、中密地盤は液状化を示した後に圧密沈下(すなわち揺すり込み沈下)が層厚の約 5%生じた。一方、密な地盤では液状化が起らず、その後の圧密沈下も 1/5 以下となった。 ②泥岩埋立人工地盤(中間土地盤)についても地震荷重(最大水平加速度 400gal、鉛直 200gal の減衰振動)を与えたところ、液状化後に揺すり込み沈下を起こした。盛土直下の地盤は地震中に大沈下を示し、その後 30 年かけて遅れ沈下が生じた。水平部についても液状化後約 20cm の揺すり込み沈下が生じている。

	図-1 泥岩埋立地盤の地震応答解析条件と地震後の沈下挙動 ③高速道路の上層に厚い砂層のある自然堆積沖積粘土地盤に対し、盛土载荷により 2 次圧密進行中の地盤を対象に地震荷重を与えたところ、盛土荷重を支えきれずに下層粘土層がすべり始め、盛土は大沈下を示した。 以上のように、代表的な 3 つの地盤の動的大変形解析を通じて、砂・中間土・粘土まで、土の種類を問わず、外力条件に応じた液状化の判定、地震中の液状化から地震後の揺すり込み変形・沈下まで計算が可能であることが検証された。
ため池における適用について	水-土連成モデルによる動的解析として、今回本事業で検証した有効応力解析コードの適用が必要である。特に、ため池（フィルダム）はゾーン毎に異なる土の性状を有していること、貯水圧の浸透により、飽和・不飽和部が存在する条件下における動的挙動を評価する必要があることから、多様な条件に対応した解析コードの開発や適用性の判断が重要となる。

ため池等における揺すり込み沈下に関しては、本事業で検証した解析コードのうち、有効応力解析のプログラムを用いることで、モデルに考慮することは可能である。

しかしながら、各々解析コードにおいて設定すべきパラメータの数が多く、またプログラムによって構成式は異なっていることから、今後多数のため池において検証を行う際の手法としては研究途上の課題といえる。

その一方で、実際の地震発生時のため池等における挙動として、すべり変形を伴わない圧縮沈下（いわゆる「揺すり込み沈下」と見なされる）が確認されている事例もあり、比較的簡易的な手法によって定量的な評価を行う手法を見出すことの意義はあるものと考えられる。

今回収集・整理した検討事例の中では、「大ダムにおける検討手法（等価線形化法による動的解析と累積損傷解析を組み合わせた沈下量の算定法）」の適用性をため池においても検証していくことが合理的である。繰返し载荷に伴う築堤材料の強度低下を考慮したすべり破壊検討手法（ニューマーク D 法）とも対応した方法になりうるものと考えられる。

1. 6. 3 ③コントロールモデルとの比較による簡易耐震性能照査手法の検証

(1) 検討方針

本研究で実施した震動実験を対象とし、以下の解析プログラムについて、実験結果に対する再現能力の検証を行った。

表-1.6.3.2.1 検証に用いた解析プログラム

解析手法	解析プログラム
等価線形解析	等価線形①
準静的解析手法	ニューマークD法（詳細法、簡易法）
逐次積分法 ^{*1}	逐次非線形①
	逐次非線形②
	逐次非線形③
	逐次非線形④

^{*1} 逐次積分法の解析コードは、有効応力解析が可能な以下のプログラムを使用
逐次非線形①：LIQCA、逐次非線形②：FLIP、逐次非線形③：Soil Plus、
逐次非線形④：NONSOLAN

解析に用いる基本的なパラメータは、室内土質試験結果をもとに設定した。入力地震動は、震動実験において震動台基盤で観測された波形とし、解析モデル下端（固定条件）から入力した。

(2) 1G 場振動実験等の比較

1) 1G 場（非湛水、ゆる詰め）

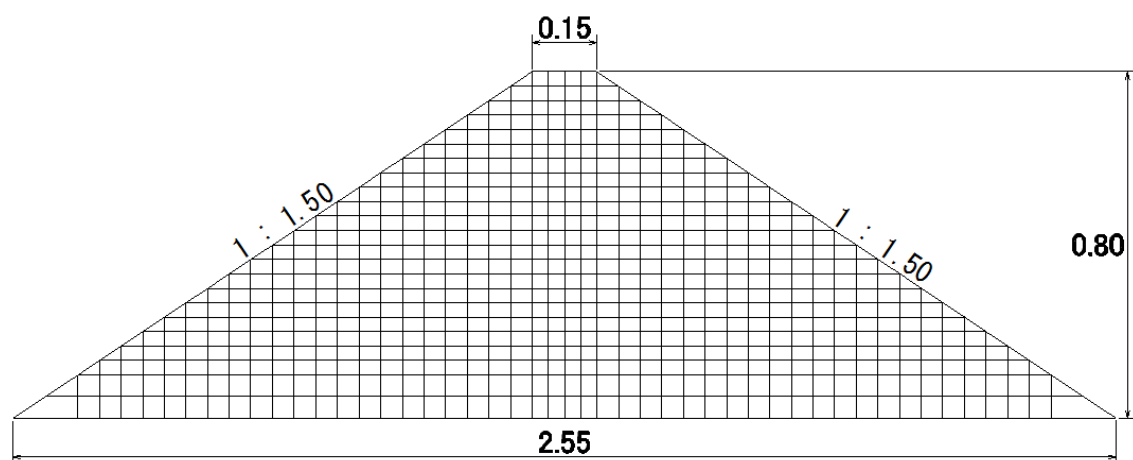


図-1.6.3.2.1 震動台実験の断面図と解析メッシュモデル(寸法単位は m 表記)

各プログラムによる解析結果を以下に示す。

応答加速度は、各プログラムにおいて、一定のばらつきを示した。変形量については、どのプログラムによる計算結果も、微小（0.00cm 未満）であった。

表-1.6.3.2.2 最大加速度一覧（天端）

入力 レベル (gal) *下段実験値	実験結果 (gal)	解析結果(gal)				
		等価 線形化法	逐次積分法			
		等価線形①	逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
50 (50.5)	101.8	54.7	64.2	74.7	75.4	55.0
100 (101.1)	162.0	120.2	128.2	124.9	132.7	106.0
300 (402.1)	578.5	488.8	564.1	553.4	498.5	579.0
400 (577.8)	897.8	771.2	1134.2	858.3	810.2	1928.0
500 (716.2)	2795.4	981.6	1489.6	1474.5	1049.4	3367.0

表-1.6.3.2.3 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm) *1	解析結果(cm)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
50	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
100	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
300	0.01 (0.01)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.26 (0.26)
400	0.01 (0.02)	0.00 (0.00)	0.00 (0.01)	0.00 (0.00)	1.97 (2.23)
500	4.83 (4.85)	0.00 (0.00)	0.08 (0.09)	0.00 (0.00)	0.20 (2.43)

※1 () 外：各入力ステップにおける沈下量、() 内：累積沈下量

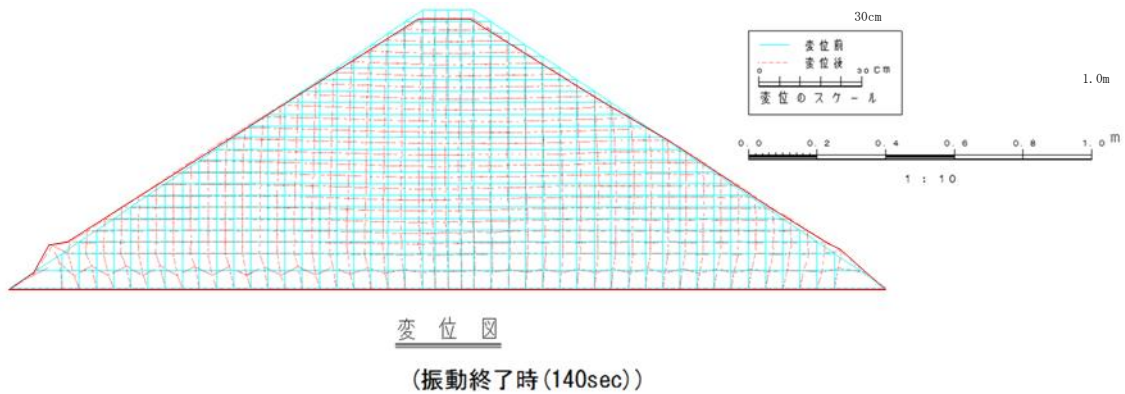


図-1.6.3.2.2 1 G 場 500gal 加振の残留変形図

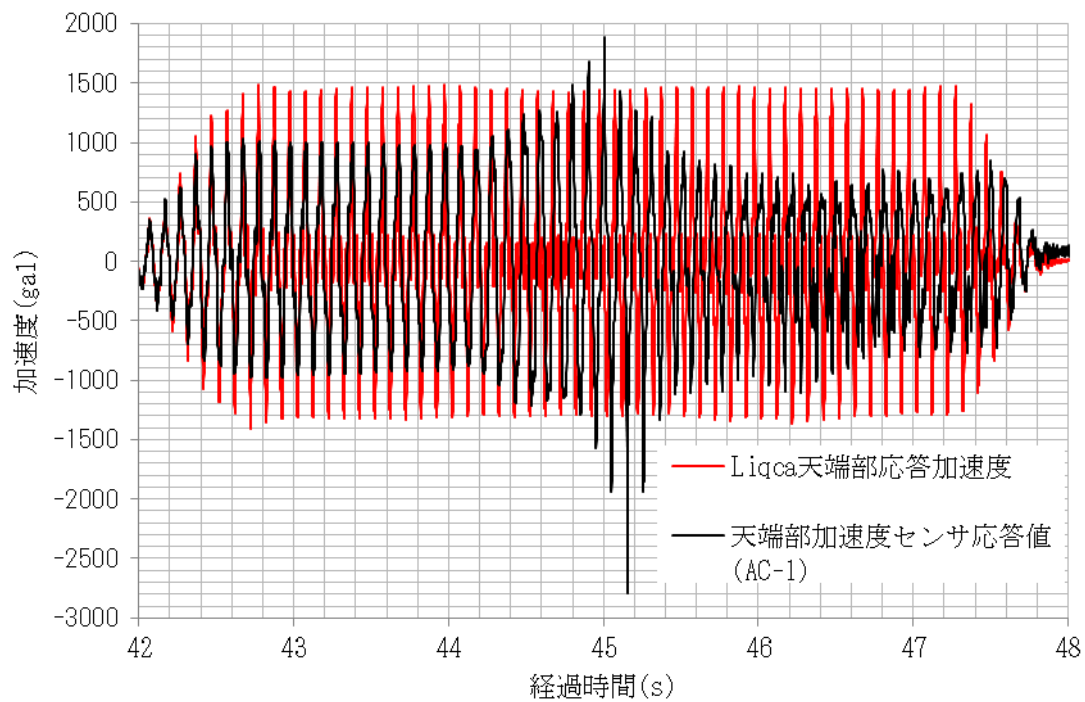


図-1.6.3.2.3 天端における加速度（解析結果（逐次非線形①））と実験結果の比較）

2) 1G 場（湛水、ゆる詰め）

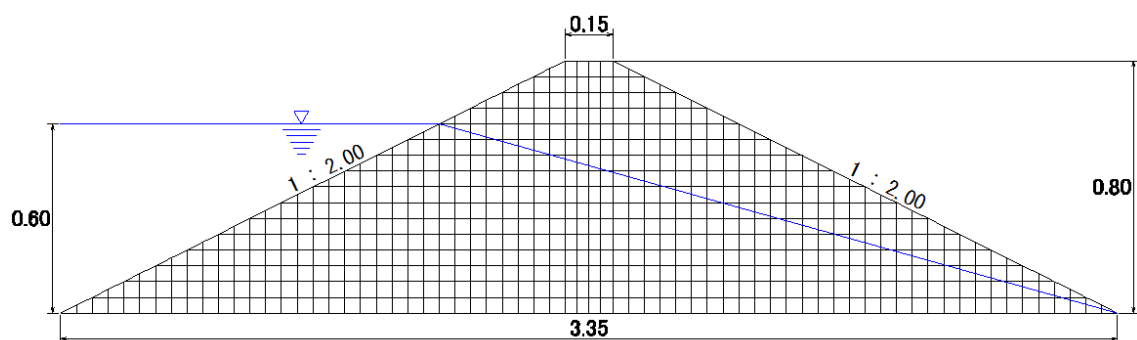


図-1.6.3.2.4 震動台実験の断面図と解析メッシュモデル(寸法単位は m 表記)

a) 動的解析手法

表-1.6.3.2.4 最大加速度一覧（天端）

入力 レベル (gal) *下段実験値	実験結果 (gal) (AC-1)	解析結果 (gal)				
		等価線形化法	逐次積分法			
		等価線形①	逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300 (331)	960	457.0	936.0	960.4	424.8	375.0

表-1.6.3.2.5 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm) DVC-1	解析結果 (cm)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300	2.90	14.50	3.67	0.01	0.06

表-1.6.3.2.6 間隙水圧（ダム軸底部）

入力 レベル (gal)	実験結果 (kpa) (PC-N9)	解析結果 (kpa)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300	2.39 (-)	6.62 (0.80)	- (0.97)	- (-)	6.86kpa (-)

※ () 外：過剰間隙水圧、() 内：過剰間隙水圧比

b) 準静的解析手法

表-1.6.3.2.7 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm) DVC-1	解析結果 (cm)		
		準静的解析手法		
		ニューマーク法	ニューマーク D 法 (詳細法)	ニューマーク D 法 (簡易法)
300	2.9 (2.9)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.04 (0.04)

(3) 60G 場（遠心場）模型実験との比較

1) 60G 場（遠心場）（非湛水、ゆる詰め）

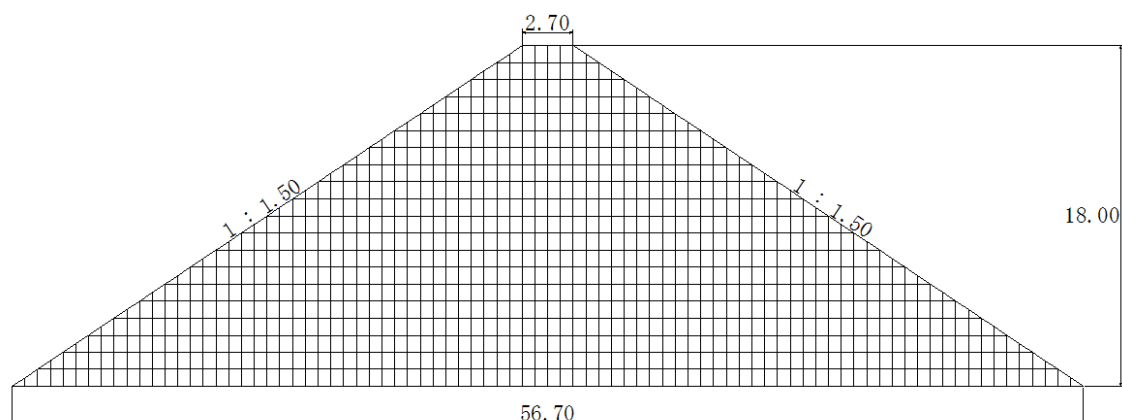


図-1.6.3.2.5 震動台実験の断面図と解析メッシュモデル(寸法単位は m 表記)

表-1.6.3.2.8 最大加速度一覧（天端）

入力 レベル (gal) *下段実験値	実験結果 (gal) (ch36 上段 /ch35 下段)	解析結果 (gal)				
		等価線形化法	逐次積分法			
			逐次非線形 ①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
100 (104.5)	252.7 (148.6)	237.4	204.3	293.9	193.5	171.8
200 (202.8)	435.3 (300.4)	374.0	350.0	839.7	346.0	304.1
300 (291.0)	649.5 (409.0)	493.8	563.7	1007.4	443.8	467.1
400 (390.3)	825.8 (566.4)	625.1	800.5	924.2	608.7	564.8
500 (498.9)	1079.4 (802.1)	851.0	1072.3	921.8	662.3	697.1
600 (600.2)	1243.9 (1080.5)	959.2	1278.3	926.8	691.6	747.7

表-1.6.3.2.9 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm)	解析結果 (cm)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
100	3.2 (3.2)	0.07 (0.07)	2.8 (2.8)	0.09 (0.09)	0.0 (0.0)
200	9.5 (12.7)	0.06 (0.13)	9.4 (12.2)	0.03 (0.12)	0.4 (0.4)
300	16.6 (29.3)	0.12 (0.25)	11.6 (23.8)	0.05 (0.17)	15.4 (15.8)
400	22.6 (51.9)	0.17 (0.42)	8.1 (31.9)	0.08 (0.25)	15.6 (31.4)
500	32.4 (84.3)	0.2 (0.62)	6.9 (38.8)	0.07 (0.32)	16.7 (48.1)
600	100.7 (185.0)	0.21 (0.83)	8.2 (47)	0.44 (0.76)	11.0 (59.1)

※ () 外：各入力ステップにおける沈下量、() 内：累積沈下量

2) 60G 場（遠心場）（非湛水・密詰め）

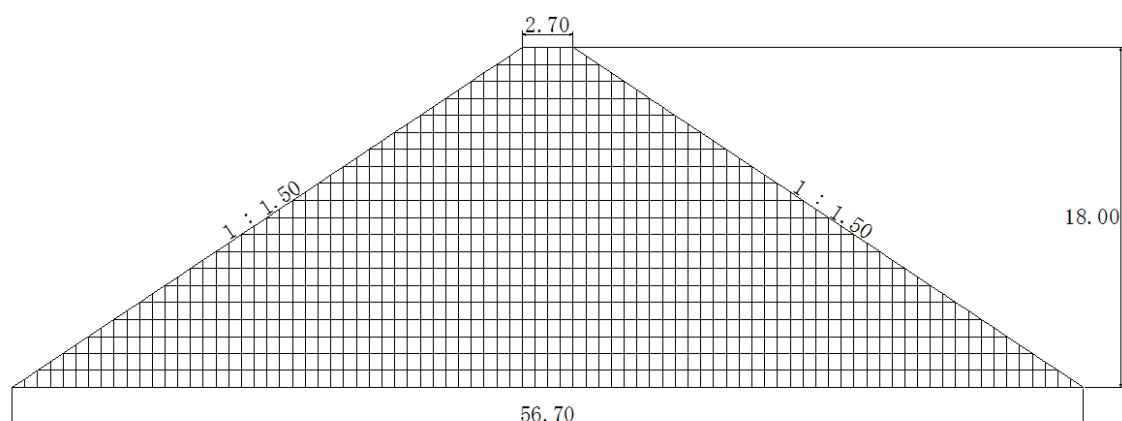


図-1.6.3.2.6 震動台実験の断面図と解析メッシュモデル(寸法単位は m 表記)

表-1.6.3.2.10 最大加速度一覧（天端）

入力 レベル (gal) *下段実験値 (ch21)	実験結果 (gal) ch29	解析結果 (gal)				
		等価線形化法	逐次積分法			
		等価線形①	逐次非線形 ①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
100 (89.9)	203.3	228.1	-	322.2	213.0	134.0
200 (180.6)	274.8	373.7	-	787.9	387.2	293.0
300 (264.5)	415.4	506.3	-	918.0	574.6	445.0
400 (362.4)	489.0	672.2	-	999.8	738.9	637.0
500 (454.2)	665.5	844.8	-	1076.2	902.1	837.0
600 (547.5)	844.6	973.3	-	1099.1	952.9	955.0

表-1.6.3.2.11 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm) ch1 残留	解析結果 (cm)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
100	3.4	- (-)	2.0 (2.0)	0.05 (00.5)	0.0 (0.0)
200	7.9 (11.3)	- (-)	12.3 (14.3)	0.02 (0.07)	0.0 (0.0)
300	14.5 (25.8)	- (-)	14.7 (29.5)	0.02 (0.09)	2.9 (2.9)
400	21.3 (47.1)	- (-)	8.8 (37.9)	-0.01 (0.09)	18.2 (21.1)
500	27.1 (74.2)	- (-)	8.7 (46.6)	0.00 (0.09)	30.0 (51.1)
600	95.1 (169.3)	- (-)	7.5 (54.1)	0.00 (0.09)	39.6 (90.7)

※ () 外：各入力ステップにおける沈下量、() 内：累積沈下量

3) 60G 場（遠心場）（湛水・ゆる詰め）

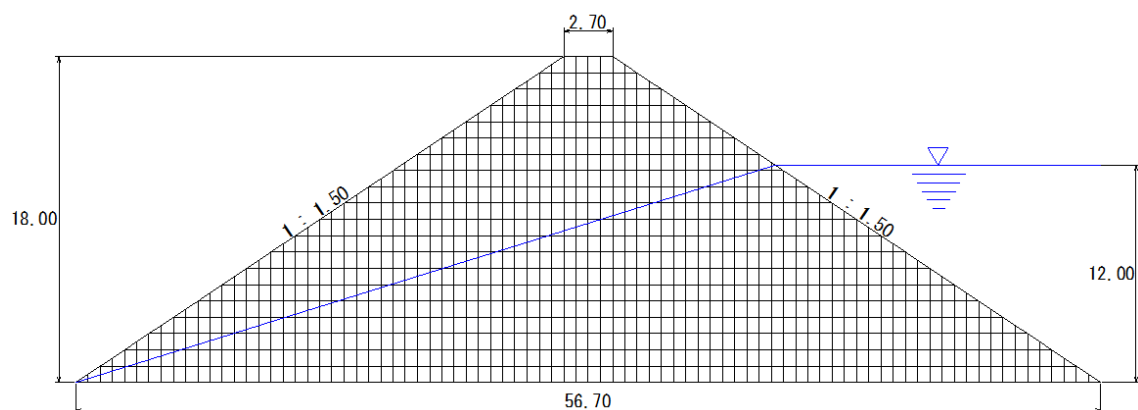


図-1.6.3.2.7 震動台実験の断面図と解析メッシュモデル(寸法単位は m 表記)

a) 動的解析手法

表-1.6.3.2.12 最大加速度一覧（天端）

入力 レベル (gal) (ch21)	実験結果 (gal) (ch30)	解析結果 (gal)				
		等価線形化法	逐次積分法			
			逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300 (366)	582	523.8	890.0	626.0	541.8	526.0
400 (438)	806	695.5	220.6	149.5	607.3	675.0
500 (551)	770	1236.9	165.1	141.4	636.8	923.0

表-1.6.3.2.13 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm) (ch1)	解析結果 (cm)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300	38.9 (44.4)	225.9 (225.9)	110.1 (110.1)	0.13 (0.13)	6.56 (6.6)
400	49.1 (93.5)	358.1 (584.0)	99.9 (210.0)	-0.03 (0.10)	9.8 (16.4)
500	66.1 (159.6)	415.1 (999.1)	93.7 (303.7)	-0.02 (0.08)	12.9 (29.3)

※ () 外：各入力ステップにおける沈下量、() 内：累積沈下量

表-1.6.3.2.14 間隙水圧（ダム軸底部）

入力 レベル (gal)	実験結果 (kpa) (ch26)	解析結果 (kpa)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300	94.2 (-)	156.8 (0.85)	- (0.89)	- (-)	157.0 (-)
400	96.0 (-)	178.5 (0.96)	- (0.90)	- (-)	118.0 (-)
500	99.6 (-)	177.9 (0.96)	- (0.93)	- (-)	78.0 (-)

※ () 外：過剰間隙水圧、() 内：過剰間隙水圧比

b) 準静的解析手法

表-1.6.3.2.15 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm) (ch1)	解析結果 (cm)		
		準静的解析手法		
		ニューマーク法	ニューマーク D 法 (詳細法)	ニューマーク D 法 (簡易法)
300	38.9 (44.4)	45.2 (45.2)	45.2 (45.2)	94.8 (94.8)
400	49.1 (93.5)	95.0 (140.2)	95.0 (140.2)	172.8 (350.9)
500	66.1 (159.6)	160.4 (300.6)	160.4 (300.6)	278.8 (726.3)

※ () 外：各入力ステップにおける沈下量、() 内：累積沈下量

(4) 60G 場（遠心場）（湛水・密詰め）

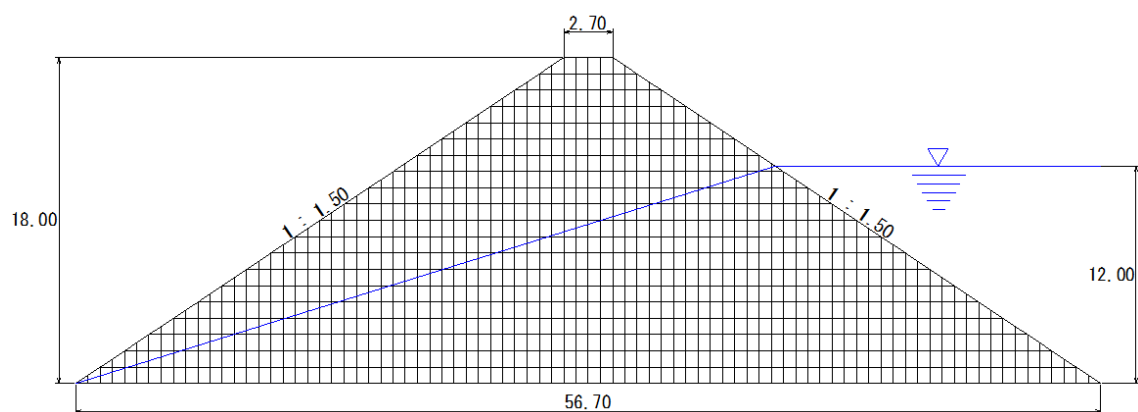


図-1.6.3.2.8 震動台実験の断面図と解析メッシュモデル(寸法単位は m 表記)

a) 動的解析手法

表-1.6.3.2.16 最大加速度一覧（天端）

入力 レベル (gal) (ch21)	実験結果 (gal) (ch30)	解析結果 (gal)				
		等価線形化法	逐次積分法			
			逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300 (358)	551	475.6	-	890.4	462.8	467.0
400 (419)	774	661.7	-	1014.3	517.5	689.0
500 (541)	889	993.7	-	1025.2	522.3	962.0

表-1.6.3.2.17 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm) (ch1)	解析結果 (cm)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300	45.6 (56.4)	- (-)	22.3 (22.3)	0.08 (0.08)	5.5 (5.5)
400	29.8 (86.2)	- (-)	18.8 (41.0)	-0.24 (-0.15)	8.7 (14.2)
500	41.0 (127.2)	- (-)	12.3 (53.3)	-0.05 (-0.20)	11.9 (26.2)

※ () 外：各入力ステップにおける沈下量、() 内：累積沈下量

表-1.6.3.2.18 間隙水圧（ダム軸底部）

入力 レベル (gal)	実験結果 (kpa) (ch26)	解析結果 (kpa)			
		逐次積分法			
		逐次非線形①	逐次非線形②	逐次非線形③	逐次非線形④
300	104.7 (-)	- (-)	- (-)	- (-)	157.0 (-)
400	95.8 (-)	- (-)	- (-)	- (-)	118.0 (-)
500	95.4 (-)	- (-)	- (-)	- (-)	88.0 (-)

※ () 外：過剰間隙水圧、() 内：過剰間隙水圧比

b) 準静的解析手法

表-1.6.3.2.19 沈下量（天端）

入力 レベル (gal)	実験結果 (cm) (ch1)	解析結果 (cm)		
		準静的解析手法		
		ニューマーク法	ニューマーク D 法 (詳細法)	ニューマーク D 法 (簡易法)
300	45.6 (56.4)	44.3 (44.3)	- (-)	- (-)
400	29.8 (86.2)	50.1 (94.4)	- (-)	- (-)
500	41.0 (127.2)	63.1 (157.5)	- (-)	- (-)

※ () 外：各入力ステップにおける沈下量、() 内：累積沈下量

各解析法による天端沈下量の比較 1G 場(湛水、ゆる詰め)

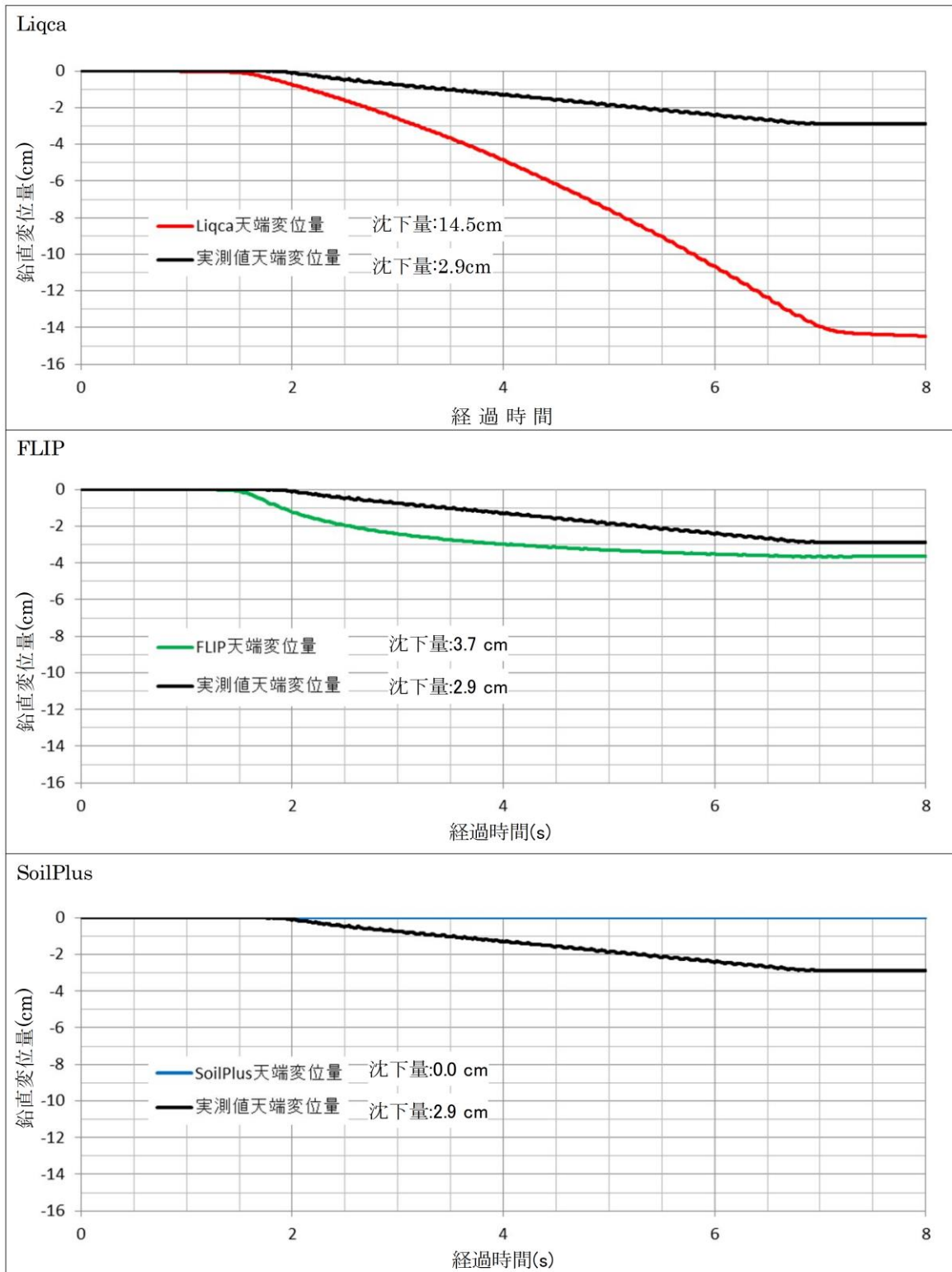


図-1.6.3.2.9 1G 場(湛水、ゆる詰め)の各手法による天端沈下量の比較

各解析法による天端沈下量の比較 遠心場(湛水、ゆる詰め)

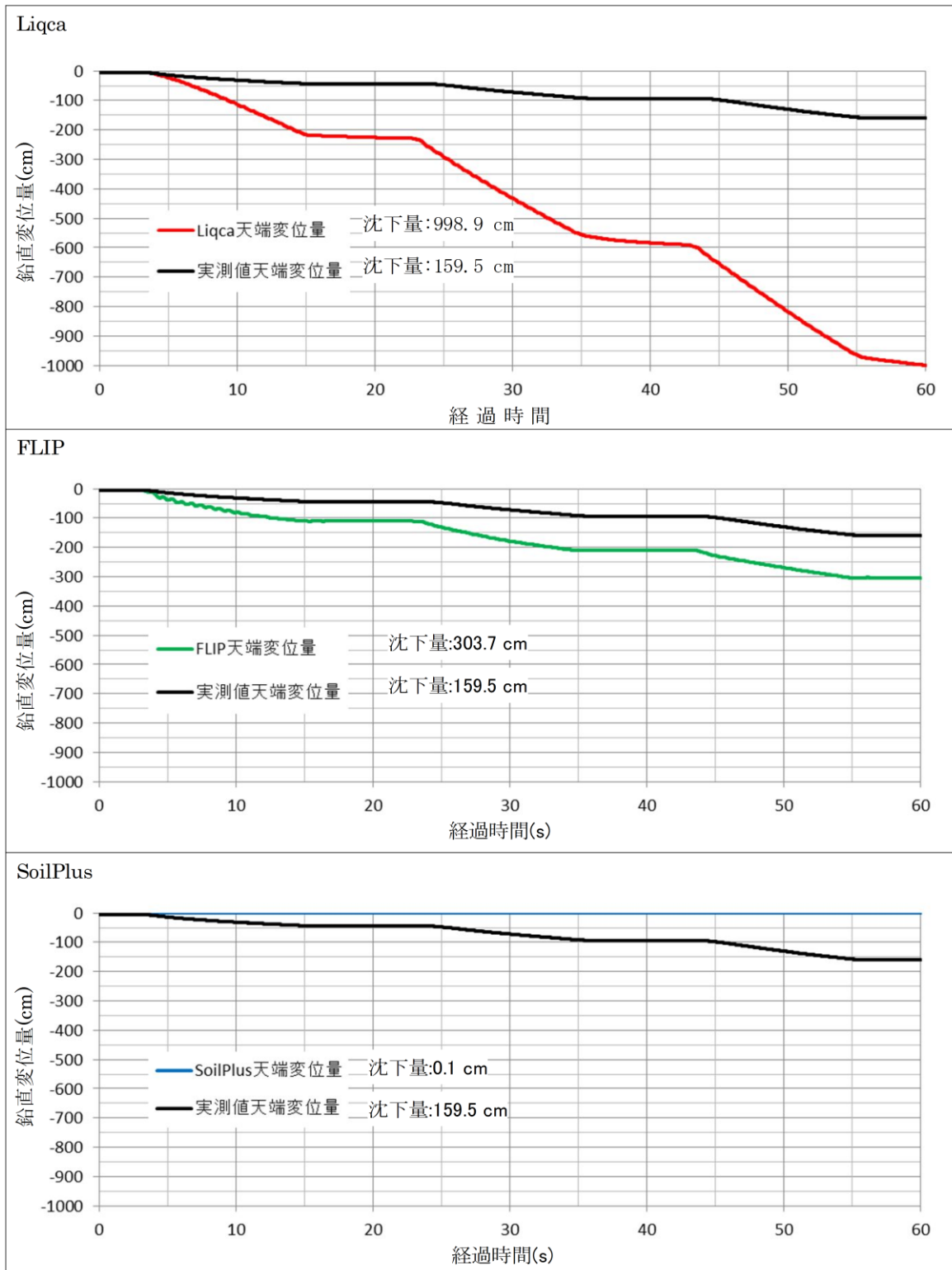
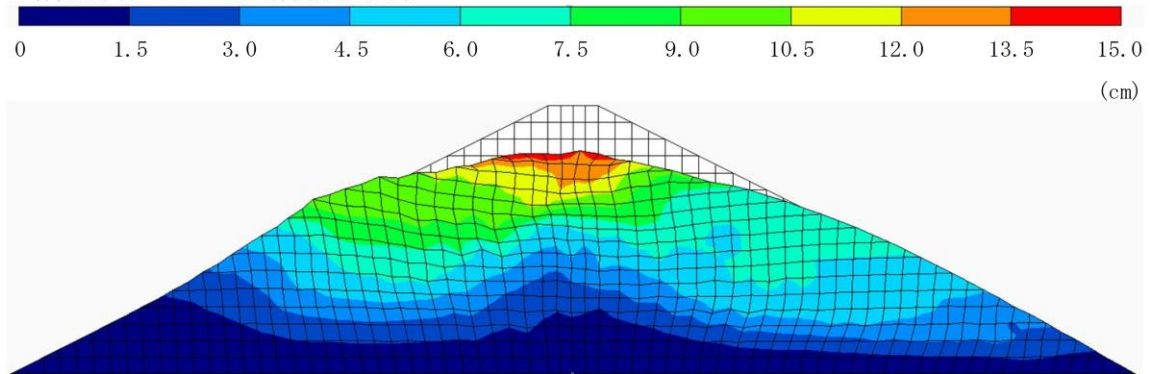


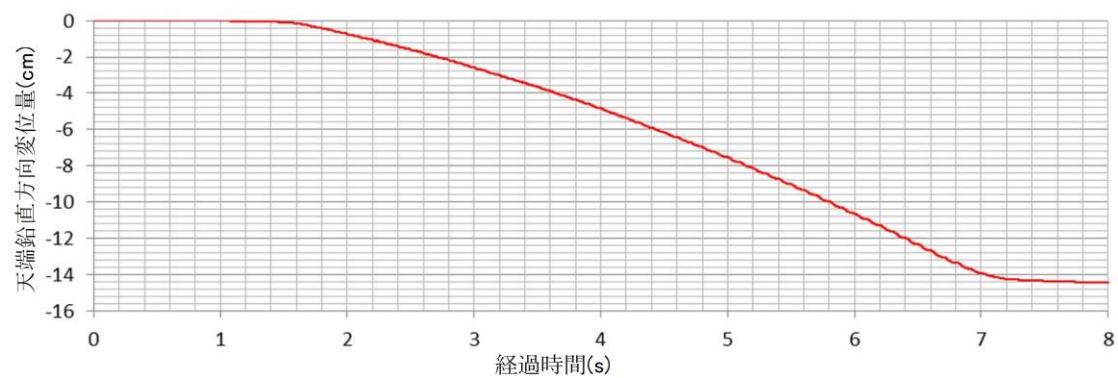
図-1.6.3.2.10 60G 場 (遠心場) (湛水、ゆる詰め)の各手法による天端沈下量の比較

1G 場(湛水、ゆる詰め)

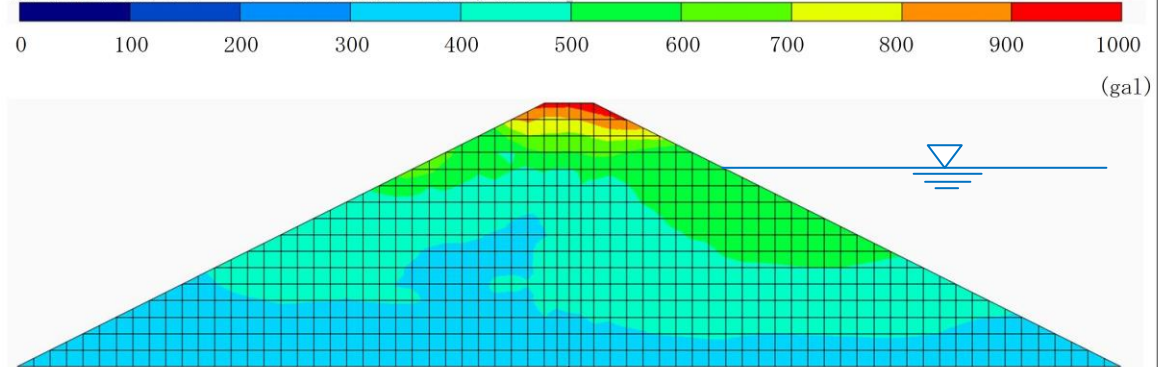
全体変形図(コンターは全体変形を示す)



天端部鉛直方向変位 時刻歴グラフ



最大加速度応答図(コンターは全時間帯の最大値を示す)



天端部応答加速度 時刻歴グラフ

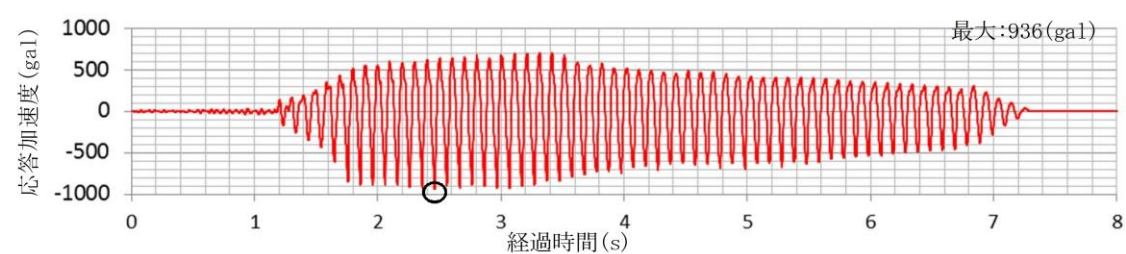


図-1.6.3.2.11 1G 場(湛水、ゆる詰め)の解析結果その1 (逐次非線形①)

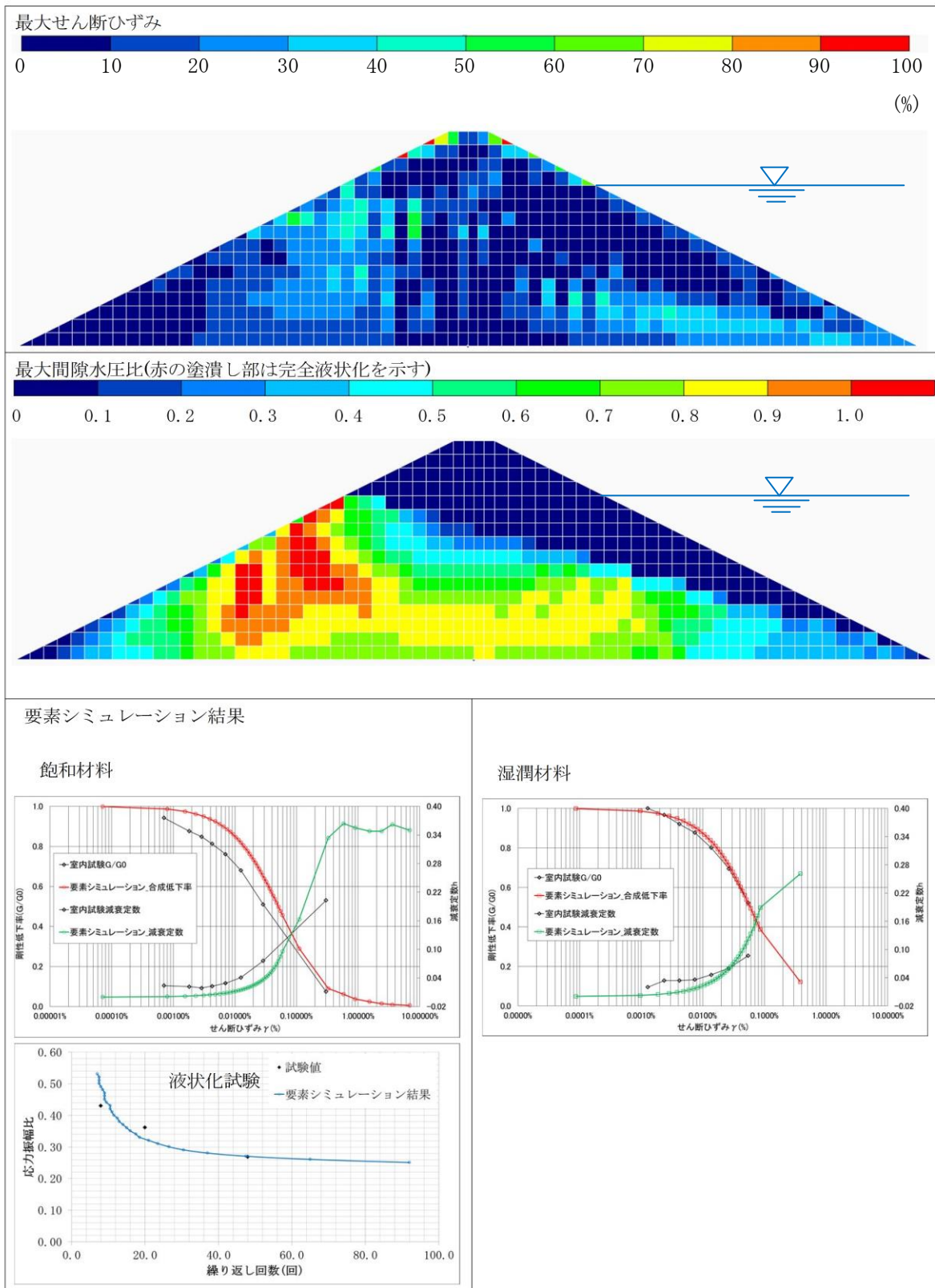


図-1.6.3.2.12 1G 場(湛水、ゆる詰め)の解析結果その 2 (逐次非線形①)

1. 6. 4 ④実ため池の地震時挙動と簡易耐震性能照査手法の検証

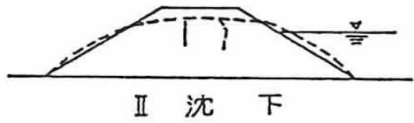
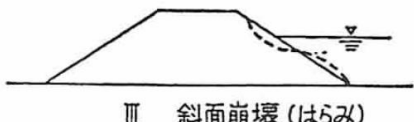
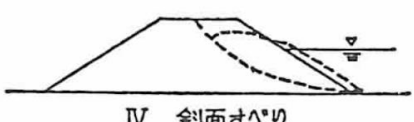
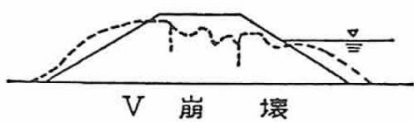
1. 6. 4. 1 実ため池の地震時挙動の分析と整理

以下の文献をもとに、ため池の損傷形態について整理し、とりまとめた（表-1.6.4.1.1）。

・谷茂、堀俊和：日本におけるため池を含めた農業用フィルダムの地震災害に関する研究、農工報、37、pp.51-902、1988.

・堀 俊和・上野和広・松島健一： 13.平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による福島県のため池被災の特徴と応急対策、農工研技報、213、pp.175-199、2012.

表-1.6.4.1.1 ため池の損傷形態の分類 上記文献をもとにとりまとめ

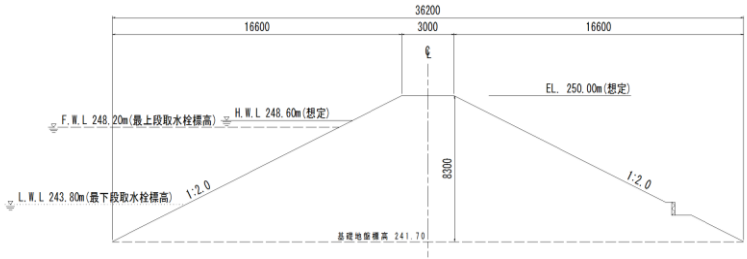
分類	模式図	概要	代表例
I クラック		・堤体の形状をほぼ保ちながら沈下も少なく、クラックのみが生じたもの ・堤体土が粘性土のものが多く、基礎地盤も良好 ・過去のグラウト線に沿って生じた例もある	[東北地方太平洋沖地震] ・三ツ森ため池
II 沈下		・堤体の形状をほぼ保ち、クラックなどを伴いながら、堤体の沈下を生じたもの ・軟弱地盤に生じることが多く、基礎地盤の沈下が主たる要因と考えられる	
III 斜面崩壊 (はらみ)		・IV型の軽微なもの ・堤体の大部分が残存するため、大きな被害には至らない	[東北地方太平洋沖地震] ・岩根大池
IV 斜面 すべり		・明らかなすべり面が認められるもの ・堤体の大部分が沈下するため、決壊などの大きな被害になることが多い ・被害数としては少ない	[日本海中部地震] ・鶴の木 ・一の沢 [東北地方太平洋沖地震] ・青田新池
V 崩壊		・堤体及び基礎地盤の崩壊が生じるもの ・IV型と同様に決壊することが多い ・被害数は少ない	[兵庫県南部地震] ・井出の尻 ・二六池 [東北地方太平洋沖地震] ・藤沼ダム

1. 6. 4. 2 簡易耐震性能照査手法による地震時挙動予測とその評価

実ため池の地震時挙動については、平成 23 年 3 月 11 日の東北地方・太平洋沖地震で被災した青田新池を対象とする。簡易耐震性能照査手法としてはニューマーク D 法（詳細法）の簡易版（以降、簡易法と称す）について検証する予定であったが、3 月末の時点ではまだプロトタイププログラムの調整段階であること、各地のため池堤体材料を対象に「繰返し載荷+単調載荷試験」結果を整理して設定する「強度低下曲線」の作成についても整備中の状況で簡易法の平成 25 年度における簡易法の検証は、プログラム及び強度低下曲線が整備された段階で H26 年度に実施する方針とする。以下に検証のための事前資料を示す。

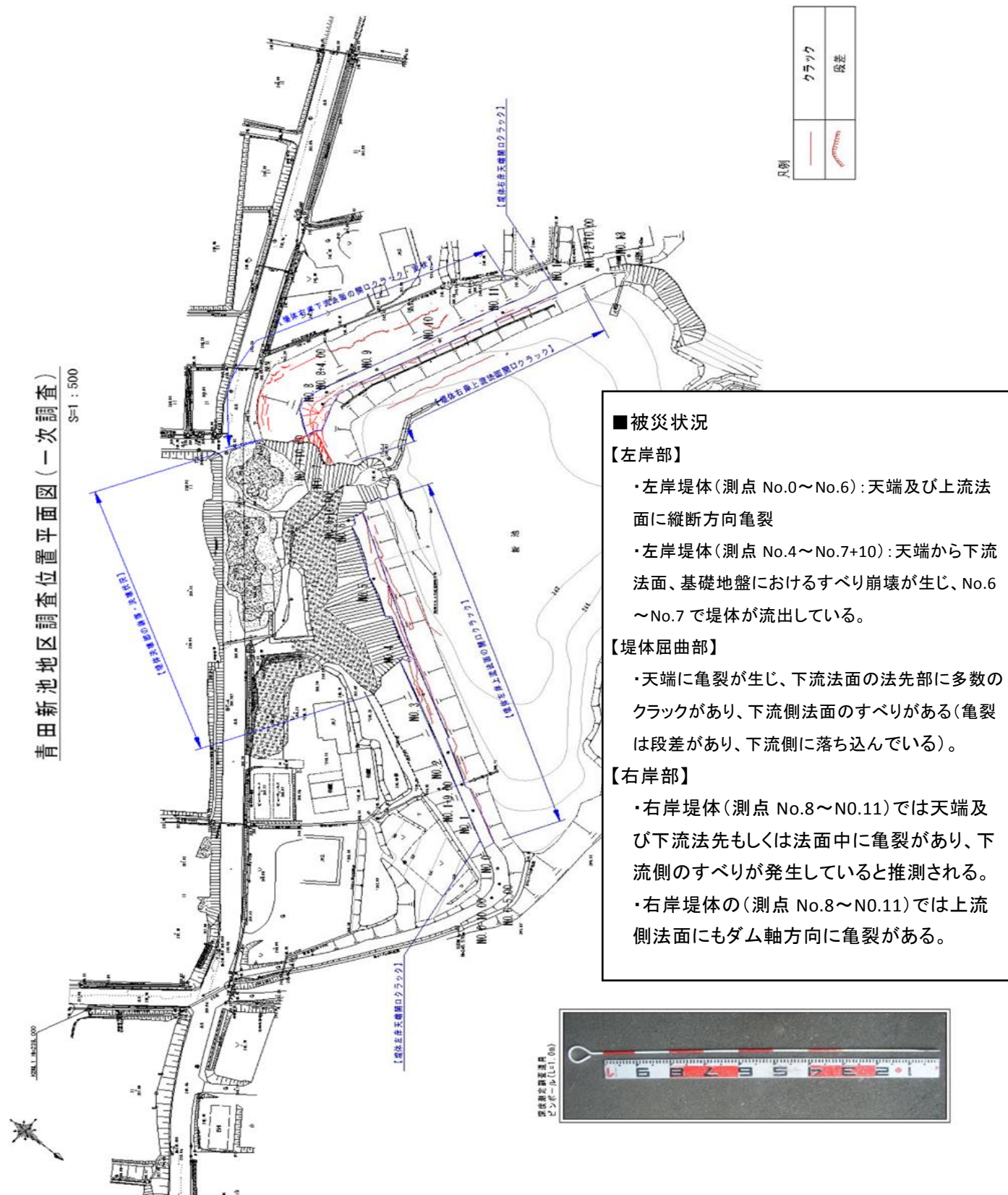
(1) 被災ため池諸元（青田新池）

表-1. 6. 4. 2. 1 青田新池諸元

項 目	内 容			
堤体標準断面				
築造年	1902 年（明治 35 年）	常時満水位	EL. 248. 20 m	
堤体形式	均一型	設計洪水水位	EL. 248. 60 m	
堤高	8. 30 m	最低水位	EL. 243. 80 m	
堤頂長	275 m	余裕高	2. 5 m	
堤頂標高	EL. 248. 20 m	天端幅	3. 0 m	
堤体積	6, 222 m ³	基礎面最大幅	35. 0 m	
総貯水量	17, 850 m ³	法勾配	上流	1 : 2. 0
有効貯水量	17, 000 m ³		下流	1 : 2. 0
基礎地盤	礫混じり細～礫混じりシルト 注）ボーリングデータから N 値≦10 の沖積層厚さは 9. 0m 程度以上ある可能性があり、下流側の地下水が高ければ、過剰間隙水圧が上昇し、基礎地盤の強度低下、もしくは液状化の可能性も想定される。			

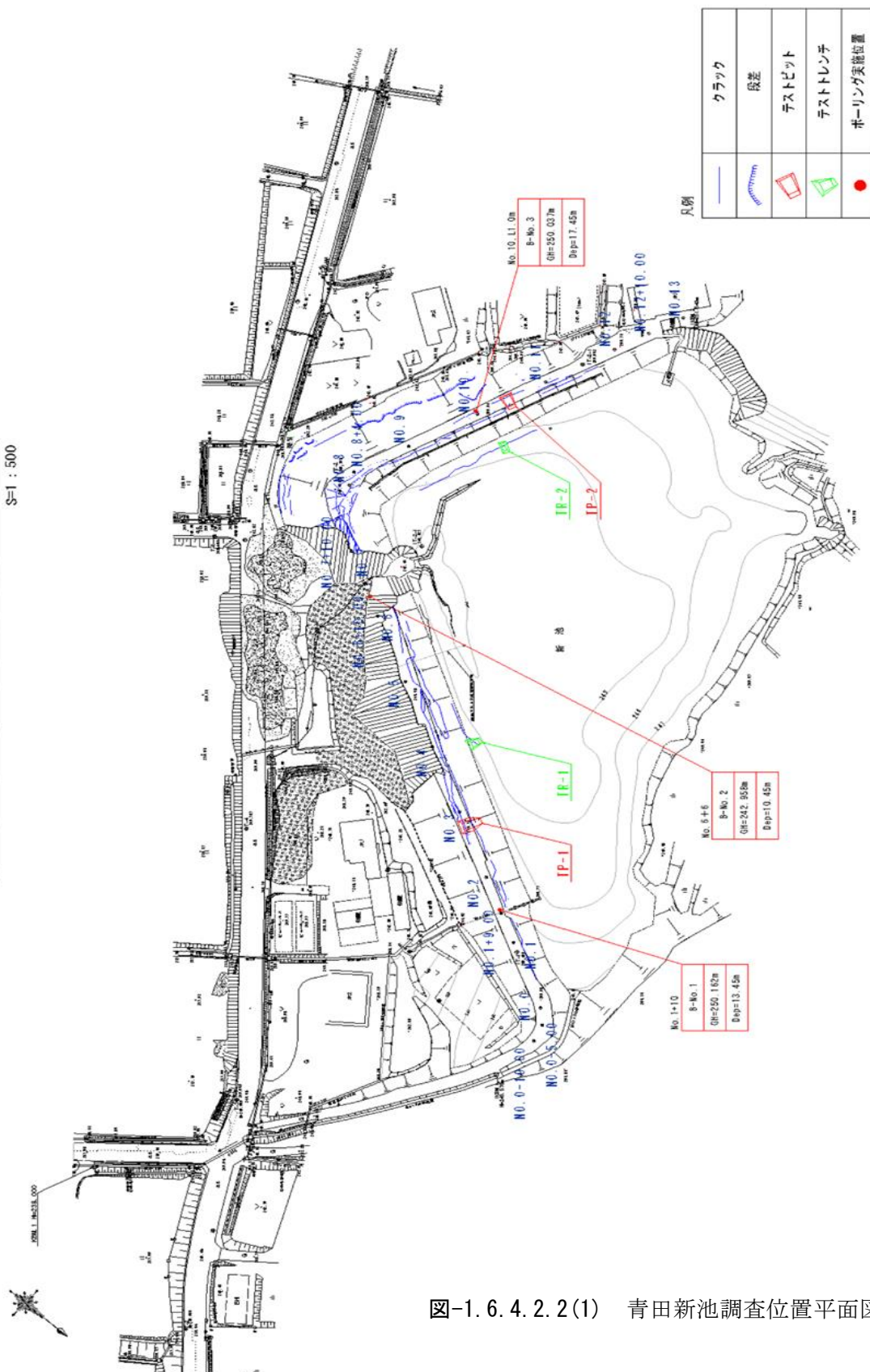
(2) 被災状況

平成 23 年 3 月 11 日の東北地方・太平洋沖地震（マグニチュード 9. 0）で崩落した青田新池の被災状況を次に示す。測線 No. 3+10～No. 7+10 の範囲で下流側法面がすべりによる崩壊が起きている。また、堤頂長のほぼ全域において、亀裂が堤軸方向に発生している。



青田新池地区調査位置平面図（二次調査）

S=1 : 500



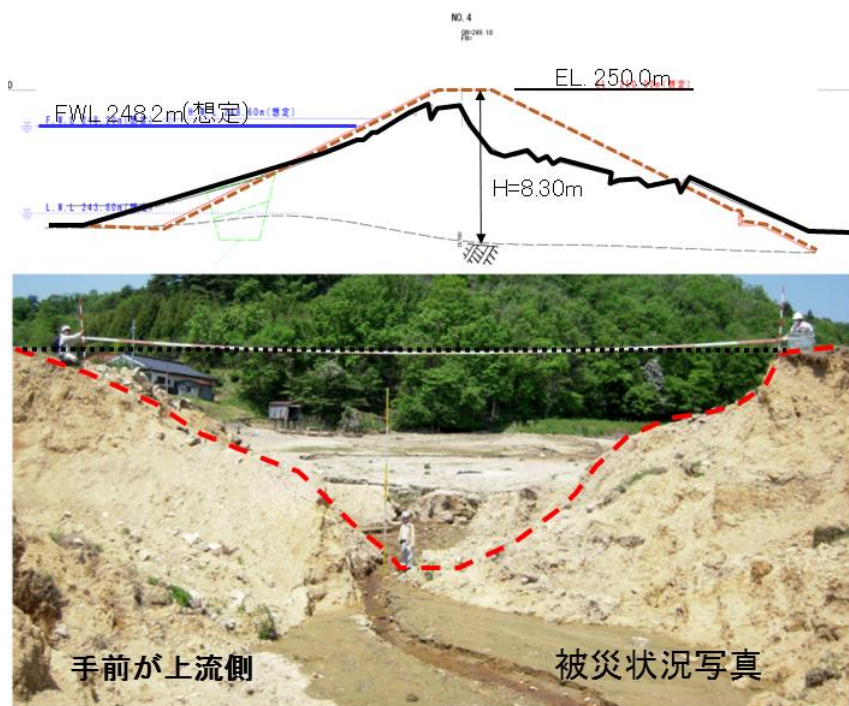


図-1. 6. 4. 2. 2(2) 被災状況写真

(3) テストピット掘削調査結果

天端に発生したクラックの深度を確認するために、堤体決壊部の左岸側・右岸側に発生した天端クラックの2か所(TP-1, 2)及び貯水池内でクラックが発生した2か所(TR-1, 2)における計4ヶ所でテストピット掘削調査が実施されている。TP-1, 2では、クラック深度は天端より-1.30mまで止まっており、深部まで達していない。また、貯水池内のTR-1, 2では、堆積土にのみクラックが発生し、池敷き内の基礎地盤には大きな損傷はないことが確認されている。

なお、下流法面については、テストピット掘削調査は実施されていないが、すべり崩壊した区間以外でも天端の亀裂は下流法面の法先亀裂につながり、すべり面を形成していると推測される。



写真-4.4.2.1 TP-1 テストピット



写真-4.4.2.2 TR-1 テストトレンチ

(4) ボーリング調査及びPS 検層

ボーリング調査から、堤体は3前後で、PS 検層によるせん断波速度 V_s は概ね 100m/sec である。一方、基礎地盤（礫混じり注・細砂）のN値は10前後で、PS 検層によるせん断波速度 V_s は 200m/sec 程度が得られている。

(5) 室内試験結果一覧表

室内試験は、次に示す試験が実施されており、堤体材料の試料は TP-1 及び TP-2 で採取されている。堤体材料の粒度曲線を下図に示す。

表-1.6.4.2.2 現場試験及び室内土質試験数量

試験項目	試験内容	単位	テストピット		合計
			TP-1	TP-2	
現場密度試験	φ200mm, 砂置換法, 突砂法	孔	3	3	6
現場透水試験	φ200mm, 定水位法	〃	3	3	6
土粒子の密度試験		試料	1	1	2
含水比試験		〃	1	1	2
粒度試験	沈降分析まで	〃	1	1	2
液性塑性限界試験		〃	1	1	2
締固め試験	φ100mm, $E_c=100\%$ (含水比変化)	カーブ	1	1	2
三軸圧縮試験	攪乱試料:φ100mm, CU-bar	点	1	1	2

表-1.6.4.2.3 試料採取テストピット

テストピット名	測 線	試験位置 (深度 GL. -m)
TP-1	No. 2+14~18m	GL-2.6m
TP-2	No. 10+7~11m	GL-2.6m

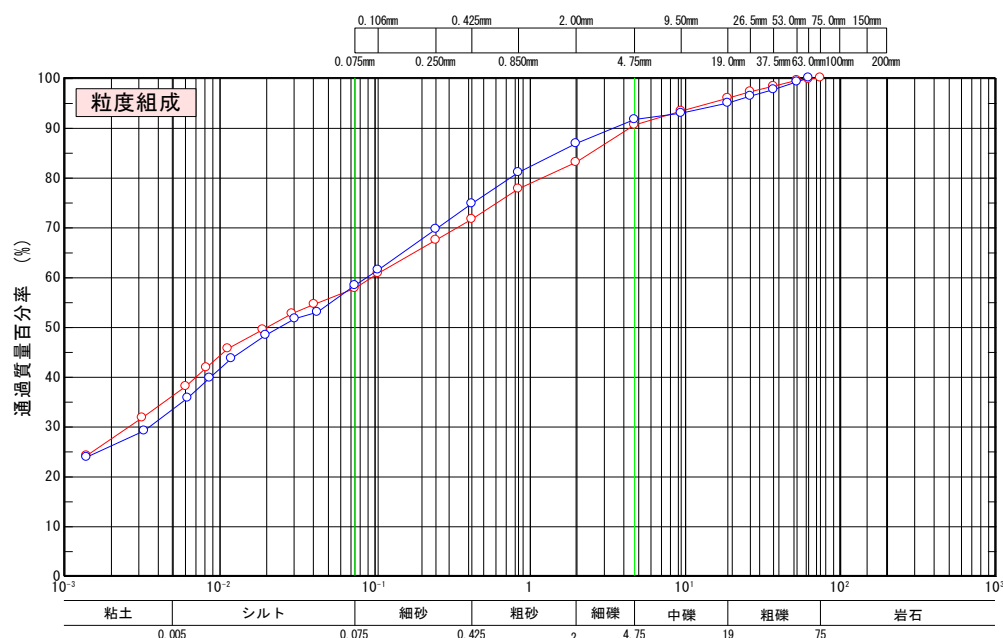


図-1.6.4.2.4 粒度曲線 (堤体材料)

現場のコーン指数より含水比を換算して決めた締固め曲線を以下に示す。締固め度は平均値で $D=90\%$ である。ため池の築堤材料としては平均的値と考えられるが、大規模地震を想定する場合、締固め度は不足しており、地震時には繰返しせん断応力を受けて、せん断強度の低下が生じると推測される。試験結果一覧を次頁に示す。

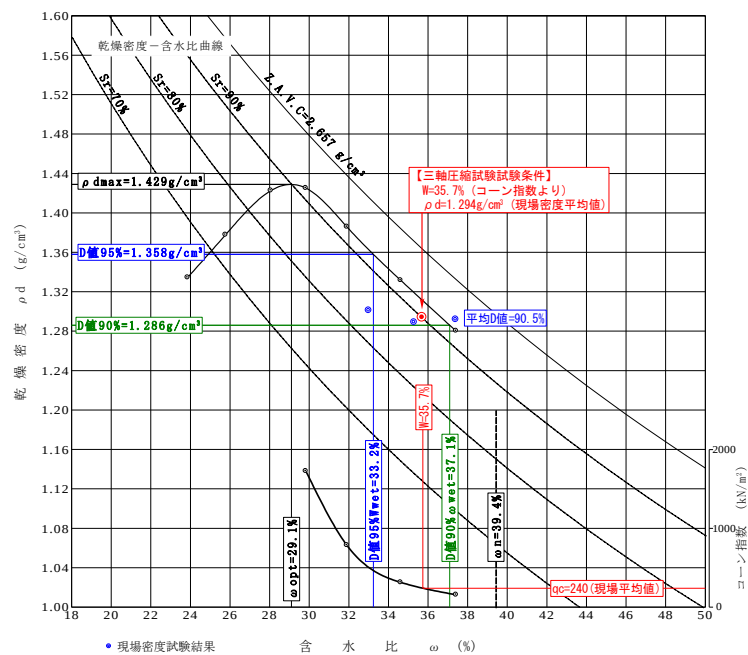


図-1.6.4.2.4 【TP-1】 締固め曲線

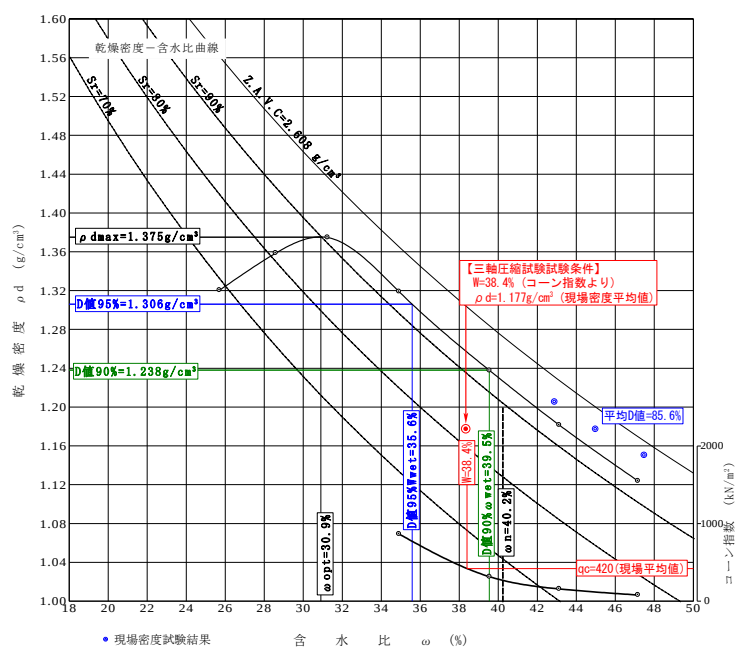


図-1.6.4.2.5 【TP-2】 締固め曲線

表-1.6.4.2.4 室内土質試験一覧表(TP-1,2)

調査位置	標高	室内土質試験(代表試料)																	
		物理試験										力学試験							
		土粒子 密度 ρ_s (g/cm^3)	自然 含水比 ω_{n-19mm} (%)	工学的分類	最大粒径 D_{max} (mm)	礫率 $P_{+4.75mm}$ (%)	礫分 $G_{75-20mm}$ (%)	砂分 $S_{20-0.075mm}$ (%)	細粒分 含有率 F_c -75 μm (%)	(内訳)			コンシステンシー		縮固め試験($\phi 100mm$)				
										シルト M (%)	粘土 C (%)	液性限界 WL (%)	塑性限界 WP (%)	塑性指数 I_p (%)	最適 含水比 ω_{opt} (%)	最大 乾燥密度 ρ_{dmax} (%)	試験点 条件	粘着力 C (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
TP-1	GL-2.6m	2.657	39.4	細粒分質 礫質砂 (SFG)	75.0	9.5	17.0	25.3	57.7	21.5	36.1	62.0	24.4	37.6	29.1	1.429	$\rho_d = 1.294t/m^3$ $\omega = 35.7\%$	20	18.7

提体開削調査													
現場密度試験($\phi 200mm$, 突砂法)													
試験孔 No	フルサイズ			補正			補正			現場			
	湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	含水比 ω_n (%)	乾燥密度 ρ_d (t/m^3)	補正 礫率 P_{+19mm} (%)	乾燥密度 ρ_{d-19mm} (t/m^3)	含水比 ω_{-19mm} (%)	補正 乾燥密度 ρ_{d-19mm} (t/m^3)	間隙比 e	飽和度 S_r (%)	縮固め度 D 値 (%)	透水性係数 k (cm/s)		
No.1	1.736	32.7	1.308	3.6	1.537	33.0	1.301	1.042	84.1	91.0	7.70E-06		
No.2	1.796	35.9	1.322	7.9	1.814	37.4	1.292	1.057	94.0	90.4	1.80E-06		
No.3	1.755	34.7	1.303	4.4	1.710	35.3	1.289	1.061	88.4	90.2	6.20E-06		
平均	1.762	34.4	1.311	5.3	1.687	35.2	1.294	1.053	88.8	90.5	9.50E-06		

調査位置	標高	室内土質試験(代表試料)																	
		物理試験										力学試験							
		土粒子 密度 ρ_s (g/cm^3)	自然 含水比 ω_{n-19mm} (%)	工学的分類	最大粒径 D_{max} (mm)	礫率 $P_{+4.75mm}$ (%)	礫分 $G_{75-20mm}$ (%)	砂分 $S_{20-0.075mm}$ (%)	細粒分 含有率 F_c -75 μm (%)	(内訳)		コンシステンシー			縮固め試験($\phi 100mm$)		三軸試験($\phi 100mm$)		
										シルト M (%)	粘土 C (%)	液性限界 WL (%)	塑性限界 WP (%)	塑性指数 I_p (%)	最適 含水比 ω_{opt} (%)	最大 乾燥密度 ρ_{dmax} (%)	試験点 条件	粘着力 C (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
TP-2	GL-2.6m	2.608	40.2	礫まじり 細粒分質砂 (SF-G)	63.0	8.4	13.2	28.5	58.3	25.0	33.3	72.2	24.0	48.2	30.9	1.375	$1.177t/m^3$ $\omega = 38.4\%$	10	17.9

提体開削調査													
現場密度試験($\phi 200mm$, 突砂法)													
試験孔 No	フルサイズ			補正			補正			現場			
	湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	含水比 ω_n (%)	乾燥密度 ρ_d (t/m^3)	補正 礫率 P_{+19mm} (%)	乾燥密度 ρ_{d-19mm} (t/m^3)	含水比 ω_{-19mm} (%)	補正 乾燥密度 ρ_{d-19mm} (t/m^3)	間隙比 e	飽和度 S_r (%)	縮固め度 D 値 (%)	透水性係数 k (cm/s)		
No.1	1.700	47.3	1.154	1.1	1.590	47.5	1.150	1.268	97.7	83.6	9.50E-06		
No.2	1.709	44.8	1.180	0.7	1.768	45.0	1.177	1.216	96.5	85.6	8.70E-06		
No.3	1.728	42.4	1.213	3.2	1.536	42.9	1.205	1.164	96.1	87.6	8.30E-06		
平均	1.712	44.8	1.182	1.7	1.631	45.1	1.177	1.216	96.8	85.6	8.80E-06		

(6) 解析モデルと解析パラメータ

1) 解析モデル

ニューマーク D 法の簡易法における解析モデルは、設計標準断面図をもとに次のように設定する。均一型のため、堤体は浸潤線より上の不飽和ゾーン（湿潤重量）と浸潤線以下の飽和ゾーン（飽和重量）の 2 つのゾーンに区分する。基礎地盤は、 $N \leq 10$ 程度の礫混じり中・細砂であることから、東北地方・太平洋沖地震（平成 23 年 3 月 11 日）の地震で被災した際、下流側の基礎地盤の過剰間隙水圧が上昇し、強度低下を起こして基礎地盤を通るすべりが発生した可能性がある。そこで、ボーリング結果から基礎地盤（礫混じり中・細砂）の層厚が 9m 程度以上あると想定されることから、基礎地盤の層厚を 10 m に設定する。

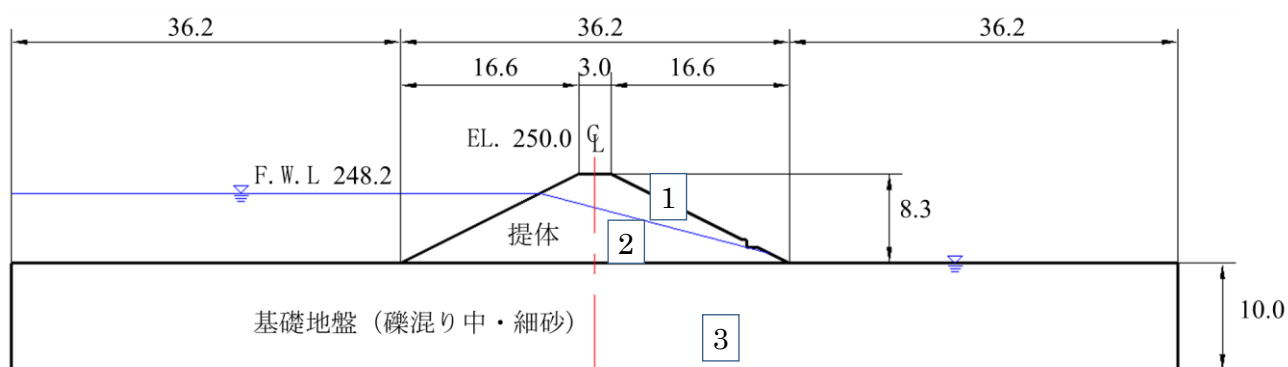


図-1.6.4.2.6 簡易法における解析モデル

単位: (m)

2) 解析パラメータ

試験結果をもとに簡易法の解析パラメータを次に示す。基礎地盤については、内部摩擦角 Φ は N 値から Φ -材料として、換算 N 値から道路橋示方書・同解説/ I 共通編、IV 下部構造編の換算式を用い、 27.4° と設定した。粘着力はゼロと仮定する。また単位体積重量は堤体飽和重量と同じと仮定する。

表-1.6.4.2.5 解析パラメータ

ゾーン	パラメータ						
	単位体積重量 γ (KN/m ³)	全応力内部摩擦角 Φ (°)	全応力粘着力 C (KN/m ²)	礫率 +4.75mm P (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 (%)	締固め度 D 値 (%)
1 堤体不飽和	17.02	22.2	17.5	0.45	0.021	58.0	88.1
2 堤体飽和	17.32	22.2	17.5	0.45	0.021	58.0	88.1
3. 基礎	17.32	27.4	-	0.45	0.021	58.0	88.1

(7) 入力地震波

1) 観測地震波形の選定

解析には工学的基盤相当の地震波形を用いることから、地中に地震計が設置されている KiK-net 観測点（強震観測網；防災科学研究所）より観測波形を選定する。青田新池、KiK-net 観測点、東北地方太平洋沖地震の震央位置図を以下に示す。これより、青田新池に最も近く、

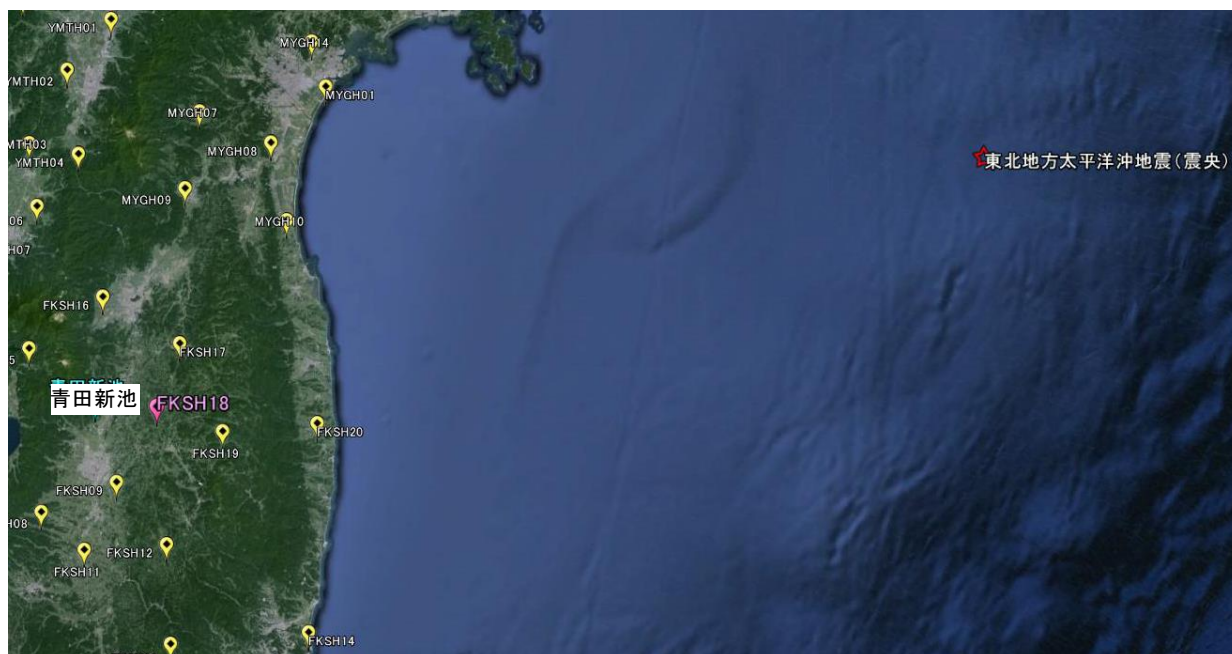


図-1.6.4.2.7 青田新池、KiK-net 観測点及び東北地方太平洋沖地震震央位置図

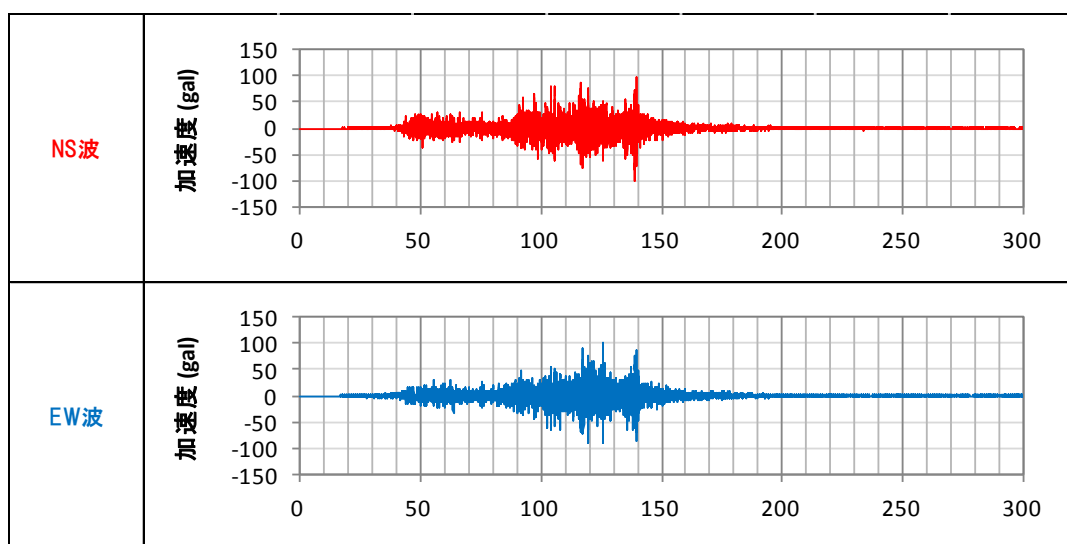


図-1.6.4.2.8 【KiK-net 三春（地中地震計）】 東北地方太平洋沖地震の観測波形

2) 距離減衰の検討

青田新池、KiK-net 三春の震央距離は、それぞれ 230km、215km となり、震央距離は青田新池の方が約 15km 大きくなる。そこで、青田新池地点の推定地震波形は、KiK-net 三春の観測波形に距離減衰を考慮して作成する。青田新池地点の地震波形作成フローを以下に示す。

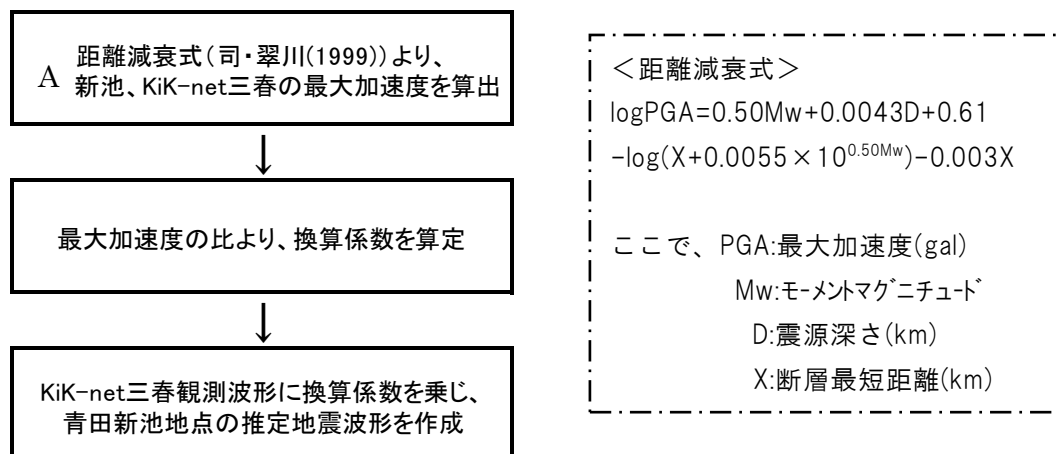


図-1.6.4.2.9 地震波形作成フロー及び距離減衰式

距離減衰式に使用するパラメータ及び算定結果は以下の通りである。断層最短距離の算出するためには断層面を設定する必要があるが、本地震の断層面は明確には示されていない。また、今回の距離減衰式算定は、2 地点における最大加速度の比を算出することを目的としていることから、断層最短距離は震央距離を用いることとする。

表-1.6.4.2.6 距離減衰式パラメータ

Mw	D(km)	X(km)		PGA(gal)	
		Aため池	KiK-net三春	Aため池	KiK-net三春
9	24	230	215	82.6	95.1

よって、換算係数は 0.87 (=82.6/95.1) となる。

3) 青田新池地点の推定地震波形

KiK-net 三春の観測波形に換算係数 0.87 を乗じ、青田新池地点の地震波形を作成する。

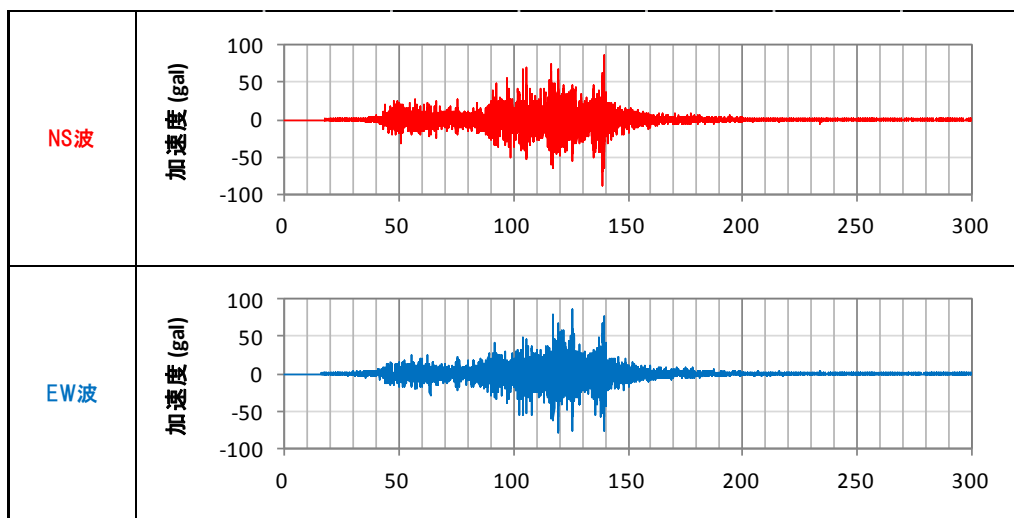


図-1.6.4.2.10 【青田新池地点】 東北地方太平洋沖地震の推定地震波形

(8) 検討結果

1) 解析モデル及びパラメータ

簡易法のプログラム及び強度低下曲線データを用いて、上述の解析モデル、パラメータ及び入力地震波を用いて解析を行った。

色	番号	Layer name 地層名	γ_t [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	D50 [mm]	cpeak [kPa]	ϕ_{peak} [deg]
黄色	1	盛土(不飽和)	17.279	17.603	0.0025	27.3	21.2
緑色	2	盛土(不飽和)	17.279	17.603	0.0025	27.3	21.2
オレンジ	3	盛土(飽和)	17.279	17.603	0.0025	27.3	21.2
水色	4	基礎地盤	17.279	17.603	0.0021	0	27.4
紫色	5	基礎地盤	17.279	17.603	0.0021	500	27.4

物性値	地層1	地層2	地層3	地層4	地層5
土粒子の密度 ρ_s [g/cm ³] ※	2.633	2.633	2.633	2.633	2.633
自然含水比 w_n [%] ※	34.4	34.4	34.4	34.4	34.4
湿潤密度 ρ_t [g/cm ³] ※	1.762	1.762	1.762	1.762	1.762
乾燥密度 ρ_d [g/cm ³] ※	1.311	1.311	1.311	1.311	1.311
間隙比 e					
飽和度 S_r [%]					
湿潤重量 γ_t [kN/m ³]					
飽和重量 γ_{sat} [kN/m ³]					
礫分 (2~75mm) G [%]					
砂分 (0.075~2mm) S [%]					
シルト分 (0.005~0.075mm) ST [%]					
粘土分 (0.005mm未満) C [%]					
細粒分含有率 F_c [%] ※	58	58	58	58	58
最大粒径 D_{max} [mm]					
50%粒径 D_{50} [mm] ※	0.025	0.025	0.025	0.021	0.021
10%粒径 D_{10} [mm]					
均等係数 U_c					
曲率係数 U_c'					
液性限界 w_L [%]					
塑性限界 w_p [%]					

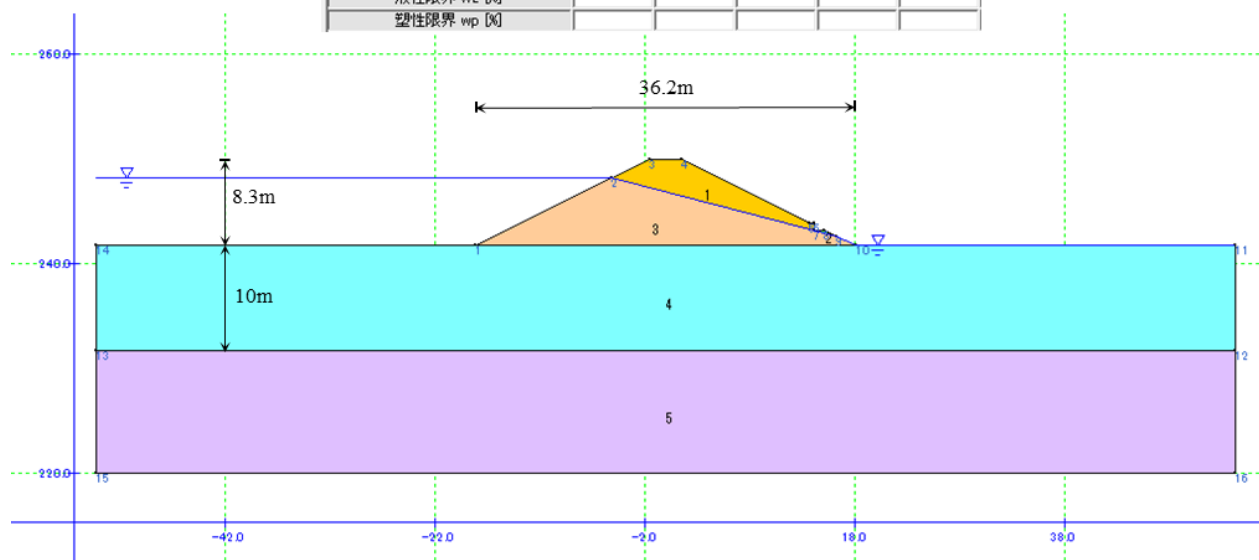


図-1.6.4.2.11 青田新池の解析モデル及びパラメータ

2) 応答加速度分布モデル

簡易法における応答加速度の分布モデルは、既往の解析事例をもとに、以下のように設定した。

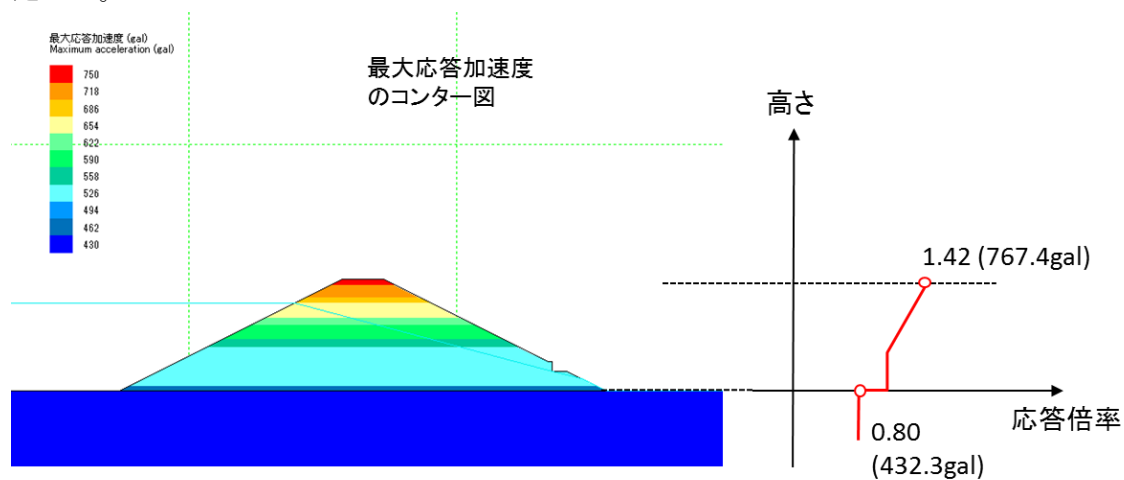


図-1.6.4.2.12 青田新池における応答加速度分布モデル

3) 強度低下モデル

堤体の強度低下モデルは、以下のように設定した。

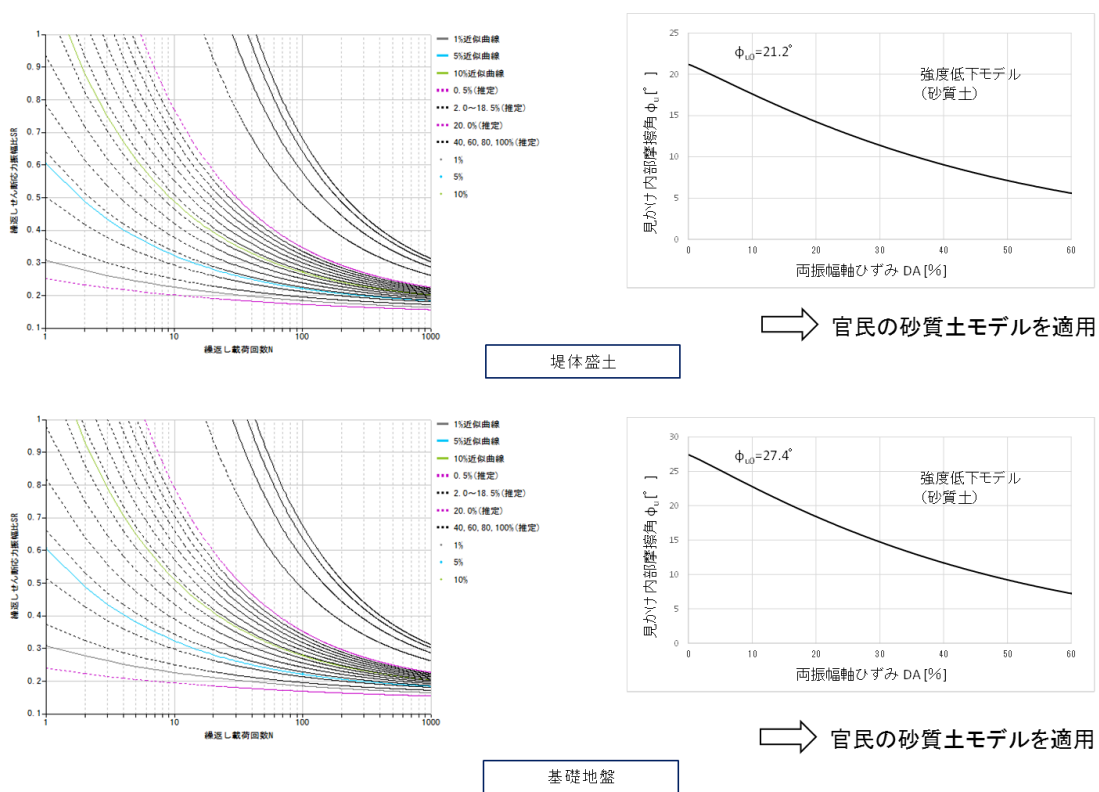
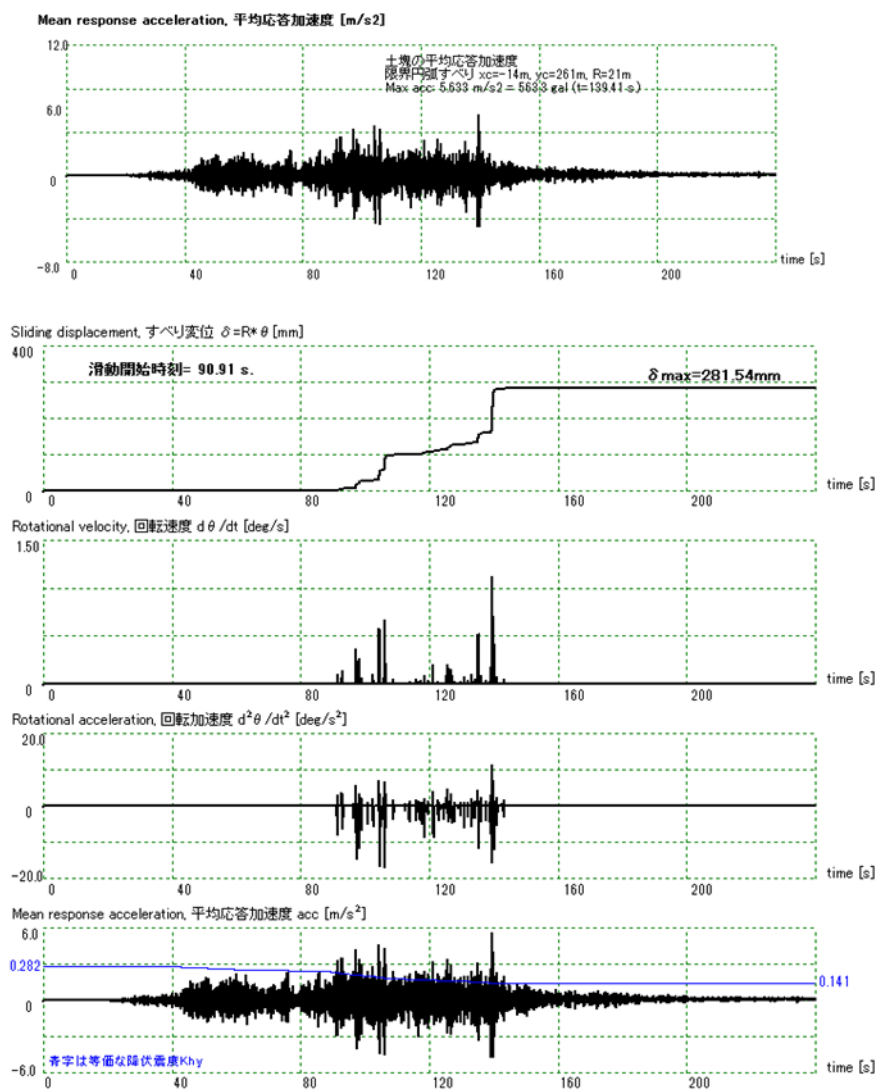


図-1.6.4.2.13 青田新池における強度低下モデル



$$k_{hy} = 0.282 \rightarrow 0.141$$

図-1.6.4.2.16 上流側円弧（円弧 C1）に作用する加速度波形とすべり変位量

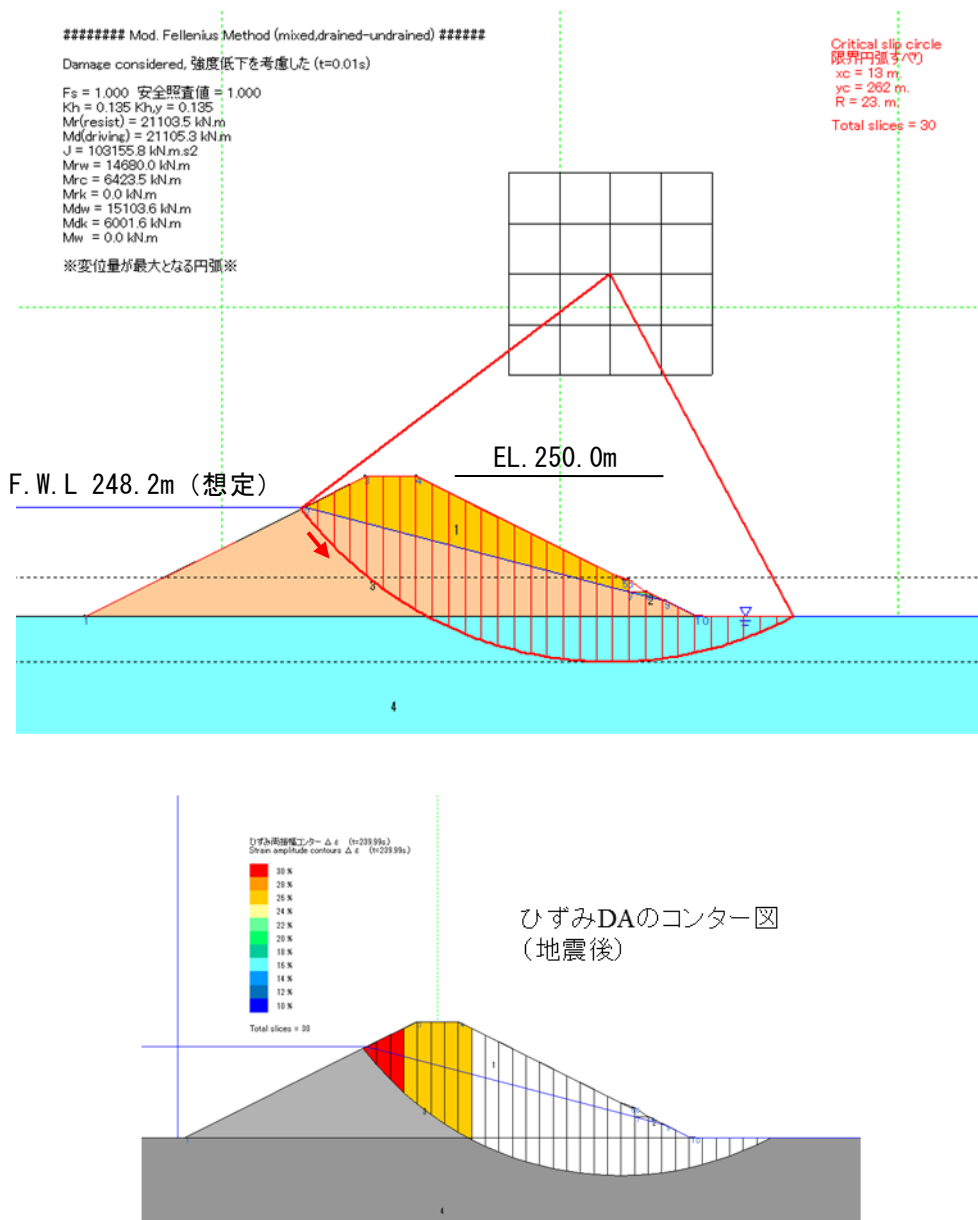
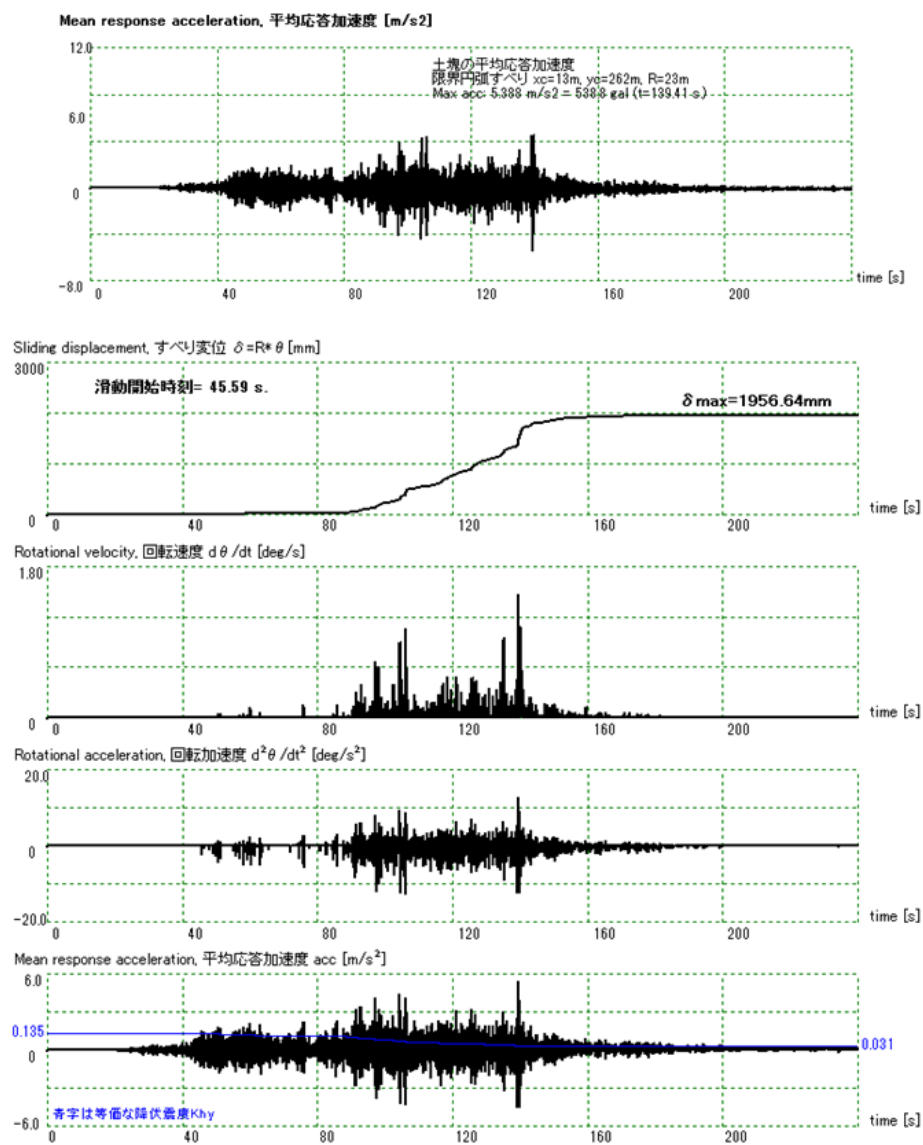


図-1.6.4.2.17 下流側円弧（円弧 D1）におけるひずみ D A の分布図



$$k_{hy}=0.135 \rightarrow 0.031$$

図-1.6.4.2.18 上流側円弧（円弧 C1）に作用する加速度波形とすべり変位量

1. 6. 5 ⑤多様な耐震性能照査手法の性能検証システムの確立

老朽ため池では一般に締固め度が低いことが多く、大規模地震の作用で堤体材料の過剰間隙が上昇し、液状化には至らなくてもせん断強度が低下する等の影響を受けやすい傾向にある。このような現象を表現できる多様な耐震性能照査手法が開発されている中で、それぞれの耐震診断技術の適用性の検証と合理的で正確な評価・診断を行うためのシステムを構築することが重要と考えられる。

間隙水圧の上昇を考慮する耐震性能照査手法の適用では、一般的に要素シミュレーションを実施して液状化曲線や動的変形特性曲線（せん断剛性比、減衰比～せん断ひずみ関係）をキャリブレーションし、その当てはめたパラメータ値を用いて解析することが多い。しかしながら、要素シミュレーションの結果が良いパラメータ値を用いても必ずしも良好な解析結果が得られるとは限らないのが現状である（その理由については、(2)で述べる）。

そこで、要素シミュレーションによるパラメータのキャリブレーションの限界を補足するために、次のようなデータ群から構成されるコントロールモデルを適用し、①各種解析技術の適用性の検証および②合理的で正確な評価および診断が可能となる支援システムを考案した。

(1) コントロールモデル

コントロールモデルは、以下の 6 種類のモデルで、①解析モデル、②基本土質定数、③時・空間計測データ群で構成される（表-1.6.5.1(1),(2)）。

表-1.6.1.5.1(1) コントロールモデルのケース一覧

1G場	実物より小型だが、多数の計器によるダム全体の詳細な挙動の計測	
ケース名		
1G-01-D-L	非湛水	ゆる詰め
1G-02-S-L	湛水	

60G場 (遠心場)	実物のダムに近い寸法（拘束場）の挙動を計測	
ケース名		
60G-01-D-L	非湛水	ゆる詰め
60G-02-D-D		密詰め
60G-03-S-L	湛水	ゆる詰め
60G-04-S-D		密詰め

表-1.6.5.1(2) コントロールモデルの構成データ

項目	内容
コントロールモデル の諸元	①ケース名（全 6 ケース） ②材料 ③条件（密度、水位） ④模型形状 ⑤測定点座標 ⑥入力地震波形 等
基本土質定数	①基本物理特性、力学特性 ・含水比、粒度、単位体積重量、せん断強度定数（C、 Φ ） ②動的特性 ・動的変形特性試験、繰返し非排水試験
計測点の時、空間データ	①応答加速度 ②変位 ③間隙水圧 ④変形形状、すべり形状
解析のための基本データ及 び事例	①解析メッシュモデルデータ（節点座標、要素構成等） ②基本条件（境界条件等） ③解析例（パラメータ、解析結果）

(2) コントロールモデルを用いた適性判定・解析支援システム

コントロールモデルを用いて耐震診断技術の適用性の検証と合理的に正確な評価・診断を行うため、次のような支援システムを構築した。このシステムは、次の 2 つの機能を持つ。

- ・ 6 種類のコントロールモデルによる各耐震性能照査技術のベンチマーテストを行い、全体モデルにおける解析精度を判定する。
- ・ 各耐震性能照査技術（解析コード）固有のパラメータの影響度（感度）の判定によるパラメータ値の変動幅を絞り込み、適用性の検証と解析精度の向上を支援する。

1) ベンチマーテスト支援システム

多様な耐震診断技術に対し、コントロールモデルをベンチマークテストに用い、本事業で検証した各耐震診断技術の解析結果のサンプルデータを検証事例として添付する。

2) 適用性判定・解析支援システム

耐震診断技術で用いる解析コードは、多数回の要素シミュレーションで得られ

たパラメータ値を用いても必ずしも良好な解析結果が得られるとは限らない。その理由として次の要因が挙げられる。

〈要素シミュレーションの限界〉

①パラメータ値の組み合わせ

要素シミュレーションで試行錯誤的に得られたパラメータ値の組み合わせは、必ずしも一つの解ではなく、複数の解を持つ可能性がある。

②有効拘束圧

要素シミュレーションの元となる繰返し試験結果は、初期の有効拘束圧で除した応力比 $\tau_d/2\sigma'_c$ を基準に整理されている。しかし、実際の盛土では有効拘束圧は位置や時間によって変化し、それがせん断変形、体積変化に影響することが分かっている。つまり、要素シミュレーションにより求めたパラメータは、実際の堤体挙動条件と必ずしも整合していないため、実際の挙動を予測できない場合がある。

③不規則波

繰返し载荷試験では通常、正弦波の規則波を载荷させる条件であるが、実際には不規則波が堤体に作用する。この影響も無視できない。

(本事業で実施した震動実験によるコントロールモデルは、段階的に振幅を変えた規則波を用いたことから、この点の影響は少ないと推測される。)

④初期せん断応力

盛土法面近傍や斜面では、地震前から上载荷重による初期せん断応力が作用し、応力変形挙動や過剰間隙水圧上昇に対して大きく影響することが繰返し返し試験により報告されている。さらに、図-1.6.5.1～1.6.5.3 に示すように、中空ねじりせん断試験から、初期せん断応力方向とせん断波の SH 波の入力方向（水平）と角度の違いにより異なる挙動を示すことが指摘された（日下ら：2013）。

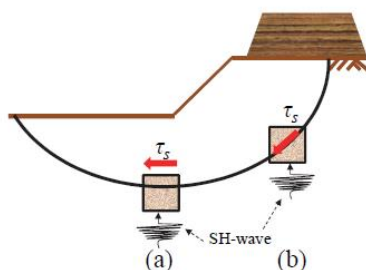
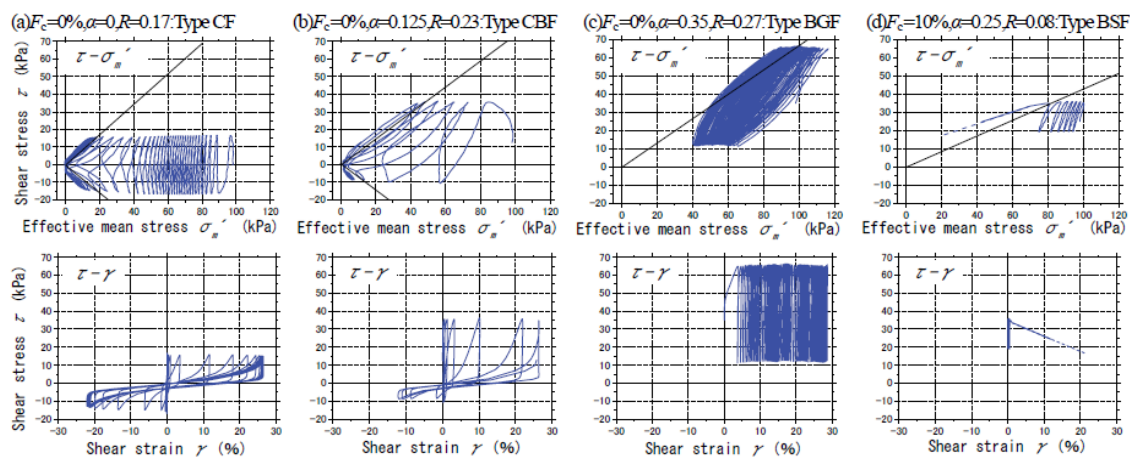


図-1.6.5.1 構造物・斜面の直下や近傍の応力状態 日下ら：2013) を引用

表-1.6.5.2 異なる初期せん断の比較表 日下ら：2013) を引用

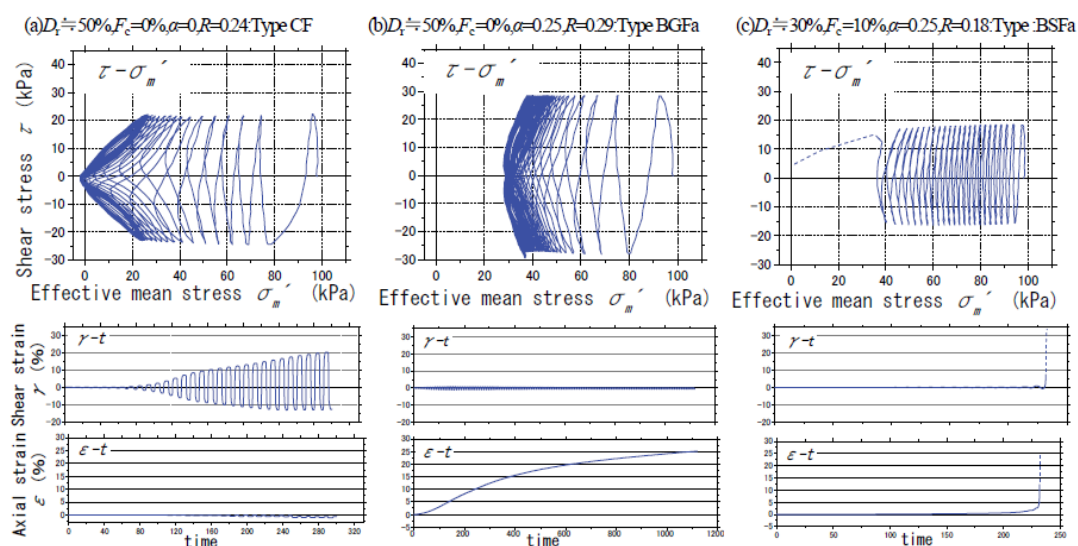
Initial shear plain: θ_0	0°	45°
Stress condition		
Initial shear stress ratio : $\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_n}$	$\frac{\tau_s}{\sigma'_c}$	$\frac{\sigma'_{vc} - \sigma'_{hc}}{2\sigma'_n}$



注) F_c : 細粒分含有率、 α : 初期せん断応力比、 θ_0 : 水平面との角度、 R : 応力比

図-1.6.5.2 有効応力経路（上）、せん断応力-ひずみ関係（下）流側円弧
 $(\alpha=0$ 又は $\theta_0=0^\circ$ 、 $Dr \doteq 30\%$) 日下ら: 2013)) を引用

日下ら: 2013)) を引用



注) F_c : 細粒分含有率、 α : 初期せん断応力比、 R : 応力比、 Dr : 相対密度

図-1.6.5.3 有効応力経路（上）、せん断ひずみ（中）と軸ひずみ（下）の時
 刻歴 ($\alpha=0$ 又は $\theta_0=45^\circ$) 日下ら: 2013)) を引用

初期せん断応力の考慮については、下記の文献を引用した。

- ・ 日下拓哉、國生剛治、新井良太郎 (2013): 初期せん断応力を受ける細粒分含有砂の液状化特性 -繰返し・単調載荷ねじりせん断試験による検討-、土木学会論文集 C (地圏工学)、vol.69、No.1、80-90、

初期せん断応力が作用する条件で、特に片振り条件となる場合（図-1.6.5.2、(b)）では、過剰間隙水圧は初期の有効拘束圧まで達せず、頭打ちになることが分かる。また、初期せん断応力の角度によってせん断ひずみの進展もかなり違った結果となる。

一般に実施される繰返し三軸試験は、水平地盤を想定して等方状態^{注)}を設定しており、この場合、要素シミュレーションは実際に初期せん断応力が作用する堤体内部の状況とは異なる条件を想定してしまうことになる。

一方、コントロールモデルは、初期せん断応力が作用した状態で実施した震動実験結果（1G 場、60G 場）である。そこで、要素シミュレーションで初期応力を考慮していない部分を補足する意味で、コントロールモデルにより、解析パラメータをキャリブレーションすることの意味は大きいと考えられる。

注) 初期せん断応力を考慮し、 K_0 条件で繰返し載荷試験を行う場合もある。しかし、初期せん断応力は、図-1.6.5.1 に示したように回転するため、これらの各方向の試験を実施して液状化強度曲線を作成することは、実務上、難しいと考えられる。

〈コントロールモデルの利点〉

コントロールモデルでは、要素シミュレーションで考慮することが難しい上記の条件を包括していることから、コントロールモデルを用いたキャリブレーションにより、①～④を考慮したパラメータ値を得ることが可能と考える。

（ここで言うパラメータは、土質試験などから直接得られない、耐震診断技術の解析コードに固有のパラメータである。）

計測値（応答加速度、変位、間隙水圧）に対するキャリブレーションの過程において、各計測値にどのパラメータの影響が大きいかわかる（影響度）分析を行い、パラメータの変動幅を絞り込むことができると考えられる。

コントロールモデルを用いたパラメータの影響度を事前に確認することにより、多様な条件の実ため池に対して、精度を上げた合理的な計算が可能となると考えられる。

また、計測値に対してキャリブレーションによる誤差が収束しないことがある場合は、そのキャリブレーション結果を解析コードの適用限界を明らかにし、改良すべき点を探る資料として供することができる。

コントロールモデルを用いた適用性判定・解析支援システムを図-1.6.5.4 に示す。

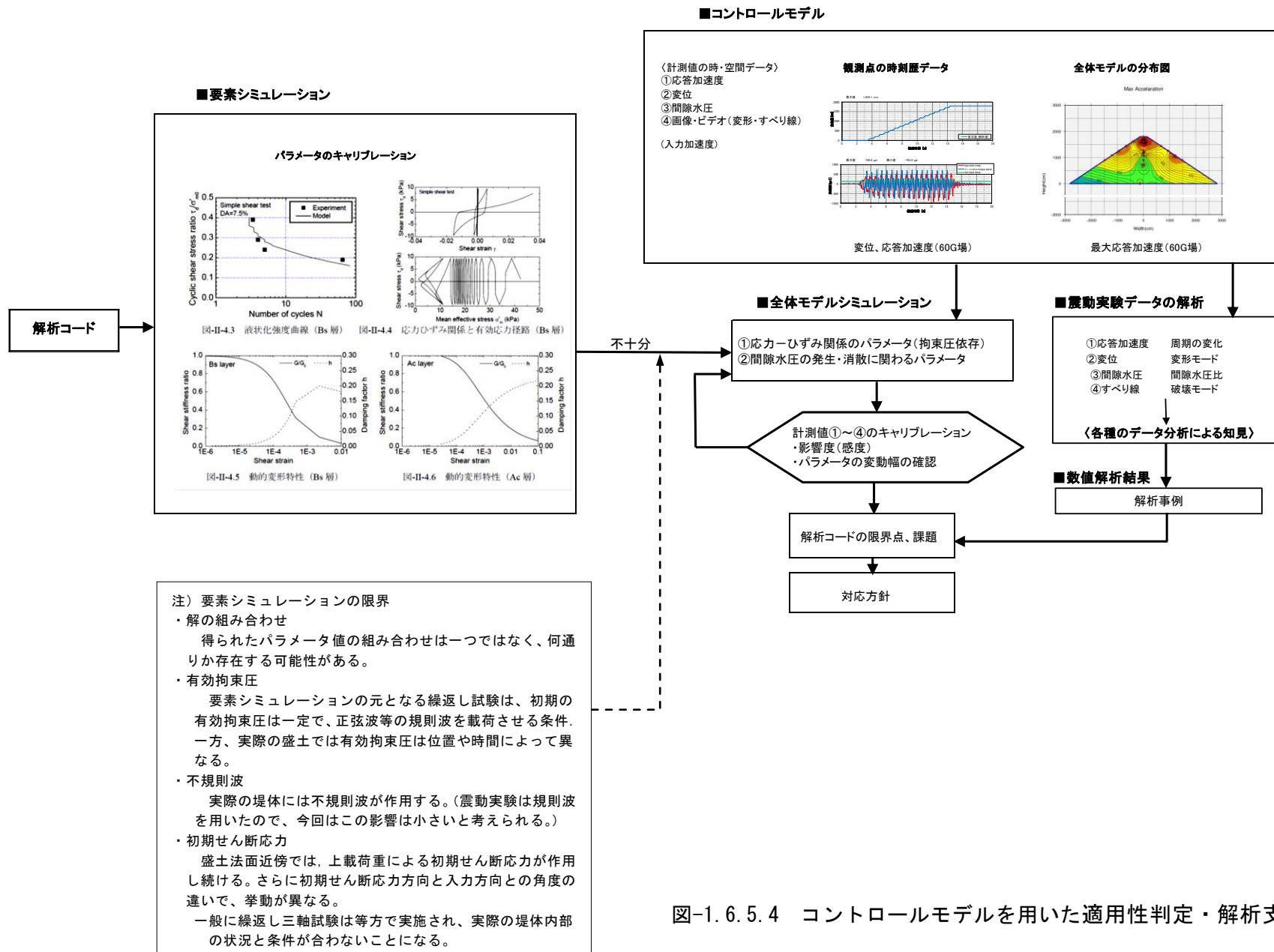


図-1.6.5.4 コントロールモデルを用いた適用性判定・解析支援システム

3) 想定地震動に応じたコントロールモデルの提示

設計において考慮する想定地震動に応じ、コントロールモデルを選択できるようにするため、本研究で実施したコントロールモデルの加速度レベルと地震時挙動について下表に整理した。また、各モデルに対して検証対象となる解析手法を選択できるように、合わせて整理した。

表-1.6.5.3 コントロールモデルの加速度レベルと地震時挙動及び対象となる解析手法一覧

コントロール モデル ケース名	拘束 場	湛水 条件	密度	加速度 レベル	変位レベル (ひずみ レベル)	主な 破壊 モード	検証 項目	検証対象となる 解析手法(推奨)※				
								①	②	③	④	⑤
1G-01-D-L	1 G 場	非 湛 水	ゆる (Dr65)	100～ 600gal	5cm (5～10%)	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり	①応答加速度 ②沈下量 ③表層すべり量 ④深いすべり量	○	○			
1G-02-S-L		湛 水	ゆる (Dr65)	300gal	3cm (～5%)	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり	①応答加速度 ②沈下量 ③表層すべり量 ④深いすべり量 ⑤過剰間隙水圧			○	○	○
60G-01-D-L	60 G 場 — 遠 心 場	非 湛 水	ゆる (Dr65)	100～ 600gal	100cm (5～10%)	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり	①応答加速度 ②沈下量 ③表層すべり量 ④深いすべり量	○	○			
60G-02-D-D			密 (Dr95)	100～ 600gal	95cm (5～10%)	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり	①応答加速度 ②沈下量 ③表層すべり量 ④深いすべり量	○	○			
60G-03-S-L		湛 水	ゆる (Dr65)	300～ 500gal	66cm (～5%)	I クラック II 沈下 III 表層すべり	①応答加速度 ②沈下量 ③表層すべり量 ④過剰間隙水圧			○	○	○
60G-04-S-D			密 (Dr95)	300～ 500gal	41cm (～5%)	I クラック II 沈下 III 表層すべり (法先)	①応答加速度 ②沈下量 ③表層すべり量 ④過剰間隙水圧	○				○

4) 実ため池の状況に応じたコントロールモデルの選択

実ため池の老朽度に応じ、想定する地震動のレベルごとに、適切な解析手法を選択し、その予測能力の検証と有効性などの特性を明らかにした上で、合理的な耐震性能の実施を可能とするため、図-1.6.5.5 に示すフロー図を作成した。

また、照査における検証項目と、各解析手法とコントロールモデルの適用性について、表-1.6.5.4 の一覧表を作成した。

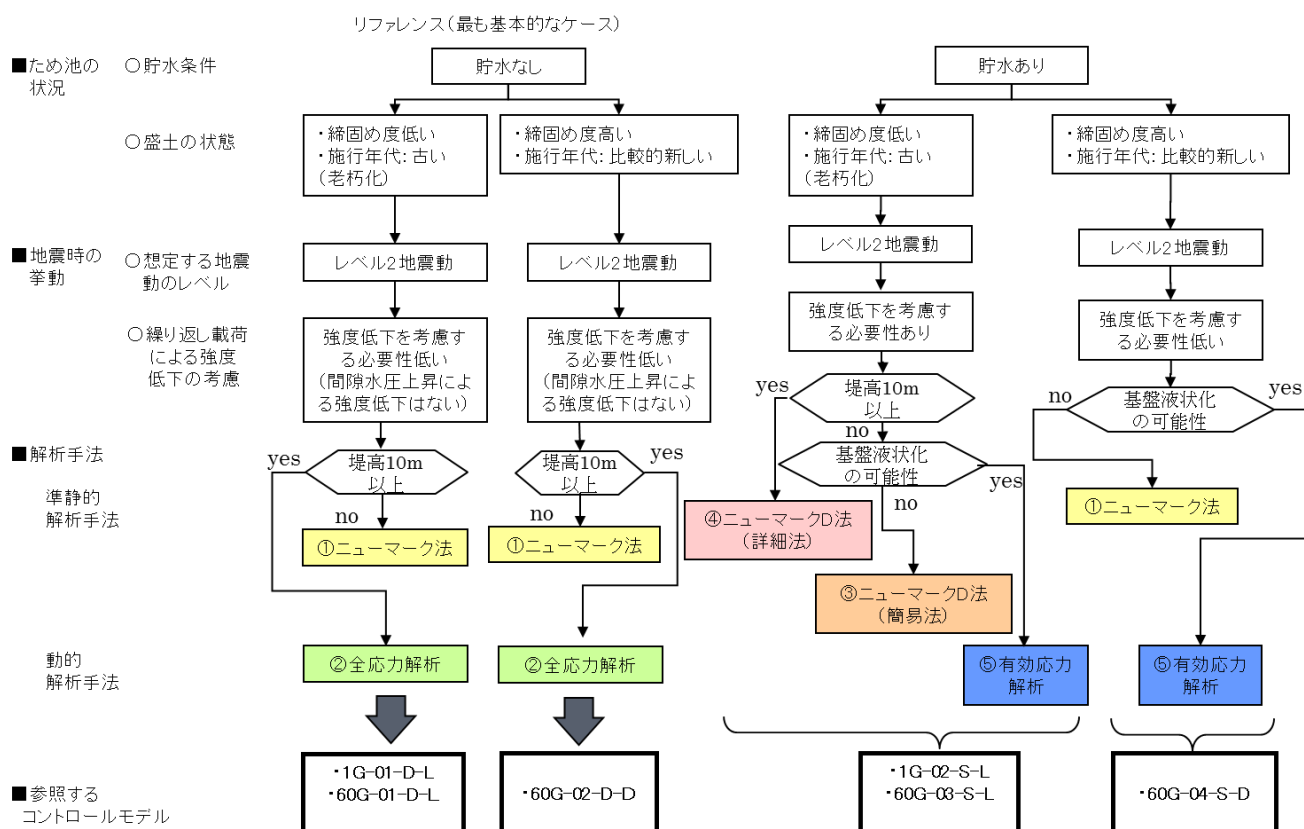


図-1.6.5.3 実ため池の状況に応じた解析手法、コントロールモデル選定のフロー

表-1.6.5.4 耐震性能照査における検証項目と解析手法、コントロールモデルの適用

検証項目	耐震性能照査手法				コントロールモデル					
	塑性すべり 計算法		有効応力法 弾塑性モデル (微小変形理論)	有効応力法 弾塑性モデル (大ひずみ+すべり 線発生、破壊)	1G 場		遠心場			
	準静的 簡易(ニュー マーク)法	動的+ ニューマーク 法	FLIP LIQCA SOILPLUS	NONSOLAN	ゆる詰め (Dr65%)		ゆる詰め (Dr65%)		密詰め (Dr95%)	
					非湛水 1G-01-D-L	湛水 1G-02-S-L	非湛水 60G-01-D-L	湛水 60G-02-S-L	非湛水 60G-03-D-D	湛水 60G-04-S-L
地震時の変形モード										
・せん断すべり (すべり円弧)	○	○			○	○	○	○	○	○
・局所的なせん断変形、ゆすり込み (弾 塑性)			○		○	○	○	○	○	○
・局所的なせん断変形、ゆすり込み+ せん断すべりの進展 (せん断帯)				○	○	○	○	○	○	○
対象ひずみ域 (0.1%以下)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
対象ひずみ域 (0.1%以上の大ひずみ域)		○		○	○	○	○	○	○	○
過剰間隙水圧の上昇、消散		○	○	○		○		○		○
残留変位 (照査点の時刻歴)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
応答加速度 (照査点の時刻歴)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
天端の沈下量	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
全体変形 (動画)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
備考					・コントロールモデルによるパラメータのキャリブレーション					

1. 7 実証試験（現場適用）の概要、結果、課題等
（本研究では該当無し）

1. 8 機能監視の概要、結果、課題等
（本研究では該当無し）

2 事業の成果

2. 1 成果の内容

- ・老朽ため池の状況に応じた基本的な特徴を再現する高精度のコントロールモデル（振動実験）を構築した。
- ・高精度の震動実験によって得られたコントロールモデルを比較対象として、耐震性能照査手法の予測能力の検証と有効性などの特性を明らかにする手順を確立した。
- ・ニューマークD法（簡易法）における最も重要な標準劣化モデルの考え方とプロトタイプモデルを構築した。

2. 2 目標の達成度

（1）成果から得られる効果

- ・本研究で実施された一連の高精度 1G 場震動台実験及び 60G 場（遠心場）震動実験により、コントロールモデルを整備し、性能照査用のモデルを確立したことにより、ため池堤体を代表する地震時挙動を提示することができ、耐震性能照査手法の検証が可能となる。
- ・コントロールモデルを整備することで、提案する耐震性能照査手法の検証ツールとして、本事業で検討した解析法の予測能力や限界などの特性が正確に把握できる。
- ・過剰間隙水圧や塑性すべりを評価することにより合理的に耐震性能を照査することができる。

（2）従来技術との比較

1）比較する従来技術

- ・従来の一般的なため池の耐震性能照査作業

2）従来技術に対する優位性

本研究におけるコントロールモデルを用いことにより、従来の耐震性照査作業と比較して、適用する解析法（準静的解析手法を含む）の予測能力や限界などの特性をより正確に把握した上で、照査を実施することが可能となる。このとき、簡易な準静的解析手法（ニューマークD法）の適用条件を適切に評価し、適用することにより、より合理的で経済的な耐震照査が実現可能となる。

①経済性

適用する解析手法として本研究で開発、検証した準静的解析手法（ニューマークD法（詳細法、簡易法））を選択した場合、動的応答解析（有効応力解析）と比較して安価な解析、照査作業が可能となる。

②工程

上記と同様に、準静的解析手法の適用により、動的応答解析（有効応力解析）と比較して、短時間での解析、照査作業が可能となる。

③品質

各解析手法の適用性をより正確に把握した上で、耐震照査を実施することにより、信頼性の高い解析結果が得られ、成果品の品質向上に寄与する。

2. 3 成果の利用に当たっての適用範囲・留意点

本研究で構築したコントロールモデルを用いて、解析手法の検証を行う際は、震動実験の条件（入力地震動、土質定数、境界条件）を適切に設定することが重要である。

本研究成果を利用する際は、その旨を謝辞等に明記するとともに、それによる成果の内容を報告するものとする。

3 普及活動計画

3. 1 想定される利用者

- ・ため池の耐震性能照査に関する業務を担当する以下の技術者
 - ・発注者
 - ・受注者（建設コンサルタント） 等
- ・ため池の耐震性能照査手法を開発する研究者、技術者

3. 2 利用者への普及啓発等の方法

- ・技術講演会、シンポジウム等における成果の周知
- ・学会等における発表（論文、口頭発表等）

3. 3 利用者に対するサポート体制、参考資料等

- ・本研究成果に対する問い合わせへの対応（電話、メール等）

3. 4 特許・実用新案等の申請予定

(1) 申請者予定者

(予定なし)

(2) 申請予定時期

(予定なし)

4 研究総括者による自己評価

項 目	自己評価	自己評価の理由
研究計画の効率性・妥当性	B	解析における要素試験の再現性と振動実験の挙動の再現性が必ずしも一致せず、その評価、検討に時間を要した。
目標の達成度	A	1 G 場、60G 場（遠心場）を対象とした、一連のコントロールモデル（振動実験）を工期内で構築することができた。
研究成果の普及可能性	A	本研究において構築した振動実験のデータは、耐震性能照査を実施する技術者にとって極めて利用価値の高い基礎データである。
総合コメント ・ため池の耐震性能照査技術の確立は喫緊の課題となっており、その解析技術の向上、高精度化において、本研究において構築した振動実験のデータは極めて重要であり、利用価値の高いものであると考える。 ・本研究開発により、標準劣化モデルの基本形状を構築したことは大きな成果と考える。		

注) 評価結果欄は、A、B、Cのうち「A」を最高点、「C」を最低点として3段階で記入する。

5 今後の課題及び改善方針

(1) 標準劣化モデルの精度向上について

標準劣化モデルに関して、今後の更なる精度向上へ向けた展開として、東北地方、北陸地方、関東・東海地方、中国・四国地方、九州地方での地域性を考慮し、更には、砂、シルト、粘性土の三種類の土質ごとのデータ蓄積（統計的に20～30のデータ数の蓄積が必要）を行うことが必要である。

それと併せて地域独自のモデルを構築するなどの具体的な取り組みを進めていくことが期待される。

ため池の簡易耐震性能照査技術の開発は、喫緊の課題であることから、それを政府の研究開発プログラム等における重点課題と位置づけ、上記の取り組みを全国的に推し進めるとともに、照査システムの開発を推進していくことが望まれる。

その際、標準モデル（試験を行わない）を用いた場合の信頼性に留意し、十分な検証を行うことが重要である。

(2) コントロールモデルの今後の活用と発展について

本研究において構築したコントロールモデルについては、学術論文や技術講習会での発表等の活動を通して広く周知、普及を図る。

本モデルは、ため池の耐震性能照査検証のための一つの標準データベースと位置づけ、今後はその公開を検討する。